

論文 / 著書情報
Article / Book Information

題目(和文)	塑性論を用いた曲げ破壊型RC柱部材の三次元非線形復元力特性の定式化
Title(English)	Formulation of three-dimensional non-linear restoring force characteristics of R/C columns failed in flexure by using the plastic theory
著者(和文)	西村康志郎
Author(English)	KOSHIRO NISHIMURA
出典(和文)	学位:博士(工学), 学位授与機関:東京工業大学, 報告番号:甲第4938号, 授与年月日:2001年9月30日, 学位の種別:課程博士, 審査員:
Citation(English)	Degree:Doctor of Engineering, Conferring organization: Tokyo Institute of Technology, Report number:甲第4938号, Conferred date:2001/9/30, Degree Type:Course doctor, Examiner:
学位種別(和文)	博士論文
Type(English)	Doctoral Thesis

塑性論を用いた
曲げ破壊型 RC 柱部材の三次元非線形復元力特性の定式化

FORMULATION OF THREE-DIMENSIONAL NON-LINEAR
RESTORING FORCE CHARACTERISTICS OF R/C COLUMNS FAILED IN FLEXURE BY
USING THE PLASTIC THEORY

平成 13 年

西村 康志郎

東京工業大学

謝辞

本研究を進めるにあたり、研究の計画から論文の執筆に至るまで、懇切なご指導、ご教示を賜りました恩師 東京工業大学教授 工学博士 瀧口克己先生に厚く御礼を申し上げます。

本研究の遂行にあたり、貴重なご意見、ご助言をいただきました東京工業大学助教授 堀田久人先生に深く感謝いたします。

共同研究者であった本学大学院生 高智龍氏（現 サン・ジャパン）、平井慶一氏（現 竹中工務店）及び国井重信氏（現 戸田建設）には、実験の計画から論文の執筆に至るまで、ご協力をいただきました。ここに感謝の意を表します。

実験の遂行から論文作成に至るまでご協力いただきました、東京工業大学元技官 石関宏一氏（現 石関工務店）、瀧口研究室の大学院生及び学部4年生の方々、並びに卒業されました同研究室の方々に心より感謝いたします。

研究室での生活が不備無く送れるように支えて下さった東京工業大学事務官 亀田洋子さん、元事務官 野口聖子さん及び高木まり子さんに心より感謝いたします。

最後に、学生生活において私を支えてくださった家族及び友人の方々に心より感謝いたします。

平成 13 年 9 月

西村康志郎

内容梗概

本研究は、せん断耐力算定式を示し、せん断耐力が曲げ耐力を上回る曲げ破壊型鉄筋コンクリート柱を対象し、二方向の逆対称曲げと変動軸力を受ける柱の三次元非線形復元力特性を塑性論に基づいて定式化することを目的とする。

本論文は第1章「序論」から第8章「結論」までの8章で構成されている。

第1章「序論」では、鉄筋コンクリート構造物・部材の復元力特性の定式化手法に関する既往の研究を概観することで、塑性論を用いた定式化の特徴及び課題を示し、従来の鉄筋コンクリート柱のせん断耐力算定法における問題点を指摘し、曲げ破壊型鉄筋コンクリート柱の復元力モデルを提案せんとした本研究の目的及び背景を述べている。

第2章「RC 柱のせん断耐力」では、せん断補強筋と主筋の付着を取り除いた鉄筋コンクリート柱試験体 26 体を用いて、コンクリート強度とシアスパン比をパラメータとした圧縮曲げせん断実験を行い、実験結果を基に、柱部材両端部を斜めに結ぶ領域のコンクリートのみによるせん断力伝達機構の耐力算定式を提案している。せん断補強筋、主筋の付着、コンクリートを介するせん断力伝達機構については、過去の研究成果を基に耐力算定式を示している。2つのせん断力伝達機構の耐力を足し合わせることでせん断耐力を算定する方法を示している。

第3章「変動軸力を受ける RC 柱の二次元復元力特性と塑性論との類似性」では、鉄筋コンクリート柱試験体 4 体を用い、軸力比 0~0.5 の範囲で、変動軸力と繰り返し逆対称曲げを作用させる実験について述べている。実験結果と弾塑性論との類似性を検討し、部材が降伏した後に負荷となる場合は類似するが、部材降伏後に除荷となる場合は、弾性剛性に初期弾性剛性を用い、弾性の力 - 変形関係を示すという仮定より求めた挙動と大きく異なることを示している。

第4章「負荷曲面の提案」では、引張歪領域では応力を負担せず、圧縮歪領域では最大経験歪に達すると降伏応力を負担するという、コンクリートのような材料特性を持つ長方形断面モデルを仮定し、軸力一定の条件下で繰り返し回転変形を与え、除荷時における断面モデルの軸方向歪が圧縮方向へ進むことを表現できるように、負荷曲面及び移動硬化法則を提案し、硬化乗数を決定している。

第5章「弾性剛性の算出方法」では、部材が降伏した後の除荷における初期の段階において、力 - 変形の挙動を弾性剛性で表現するために、部材端部に曲げひび割れが生じているこ

とを想定したモデルを仮定し、軸力-曲げモーメントの相関を考慮した弾性剛性の算定方法を提案し、実験結果を用いた弾性剛性の検証を行っている。

第6章「三次元非線形復元力特性の定式化」では、完全塑性を意味する降伏曲面、移動硬化する負荷曲面および移動法則、軸力と曲げモーメントの相関を考慮した弾性剛性を用い、弾性、弾硬化塑性、弾完全塑性の3つの状態を判別し、それぞれの状態において、塑性論に基づいた鉄筋コンクリート柱部材の三次元非線形復元力特性の定式化を行っている。

第7章「実験結果と解析結果の比較及び考察」では、鉄筋コンクリート柱試験体に逆対称曲げと変動軸力の二方向の力を与えた実験の結果と、定式化した鉄筋コンクリート部材の復元力モデルを用いた解析の結果を比較検討している。塑性論を用いた従来のモデルでは、軸力一定での除荷時において軸方向変形が圧縮側に進むという実験での挙動を表現できず、繰り返し変形履歴において軸方向変形が過剰に累積されるが、提案しているモデルを用いると、繰り返し変形を受ける柱の復元力特性を表現し得ることを確認している。

第8章「結論」では、得られた知見を総括し、本研究の結論を述べている。

FORMULATION OF THREE-DIMENSIONAL NON-LINEAR
RESTORING FORCE CHARACTERISTICS OF R/C COLUMNS FAILED IN FLEXURE BY
USING THE PLASTIC THEORY

ABSTRACT

The purpose of this study is to formulate three-dimensional non-linear restoring force characteristics of R/C columns failed in flexure based on the plastic theory. In order to make sure that shear strength of the column exceed flexural strength, method to estimate shear strength of the columns are proposed.

Method to estimate the shear strength of RC columns was proposed based on experimental tests with twenty-six specimens. The estimation of shear strength was proposed by superposing the strengths of arch mechanism and truss mechanism.

Before the modeling of three-dimensional restoring force characteristics of R/C member, analogy between the plastic theory and experimental test results of R/C columns was studied. Based on the test results, behavior of force and deformation of the columns analogize with the plastic theory in case of loading stage, and different from the elastic theory in case of unloading stage.

Loading surface and kinematic hardening rule were proposed by examining a rectangle section model to represent the behavior of axial deformation on unloading stage. The material property of the section model is rigid-perfectly plastic that compressive stress can be transferred when strain reaches maximum strain experienced in cyclic loading, but cannot transfer tensile stress.

Elastic rigidity of R/C member that had characteristic of incremental linearity was proposed. The rigidity is considered interaction of end moment and axial force by assuming column model with cracks by flexure.

Three-dimensional restoring force characteristics were formulated based on the plastic theory by using the yield and loading surfaces and elastic rigidity. The yield surface expresses perfectly plastic, and the loading surface expresses work hardening. Numerical results by the model and test results of six R/C column specimens subjected to combined compression, bending and shear loading were compared. It can be said from comparison between test and numerical results that the analysis model can macroscopically describe restoring force characteristics of the column.

塑性論を用いた曲げ破壊型 RC 柱部材の三次元非線形復元力特性の定式化

目次

	ページ
第 1 章 序論	1
1. 1 研究の背景	1
1. 2 研究の目的	3
1. 3 既往の研究	4
第 2 章 RC 柱のせん断耐力	6
2. 1 目的	6
2. 2 試験体	6
2. 3 載荷方法	9
2. 4 実験結果	10
2. 5 破壊形式に関する考察	15
2. 6 コンクリート有効圧縮強度の検討	18
2. 7 せん断耐力の算定	21
2. 8 せん断耐力算定値の比較	24
2. 9 まとめ	27
第 3 章 変動軸力を受ける RC 柱の二次元復元力特性と塑性論との類似性	28
3. 1 目的	28
3. 2 試験体及び加力装置	28
3. 3 加力計画	30
3. 4 累加強度について	32
3. 5 実験結果	33
3. 6 軸力変動中の力及び変位の挙動	39
3. 6. 1 軸力減少の過程	39
3. 6. 2 軸力増加の過程	39
3. 7 塑性論との類似性	42

3. 7. 1 降伏後の負荷	42
3. 7. 2 降伏後の除荷	44
3. 8 剛性評価	46
3. 8. 1 負荷における二次元復元力特性の弾性剛性	46
3. 8. 2 水平一方向復元力特性の除荷剛性	48
3. 9 まとめ	49
 第4章 負荷曲面の提案	 50
4. 1 目的	50
4. 2 断面モデルの力増分－変形増分関係	50
4. 3 負荷曲線及び移動法則の仮定	52
4. 4 硬化乗数の決定	53
4. 5 解析結果の比較	54
4. 6 まとめ	59
 第5章 弾性剛性の算出方法	 60
5. 1 目的	60
5. 2 弾性剛性	60
5. 2. 1 断面における剛性	60
5. 2. 2 部材の剛性	61
5. 3 弾性剛性マトリクスの算出	64
5. 4 弾性剛性の検証	67
5. 4. 1 一定軸力下での繰返し曲げ変形履歴における除荷剛性	67
5. 4. 2 部材降伏後の負荷における弾性剛性	68
5. 5 まとめ	69
 第6章 三次元非線形復元力特性の定式化	 70
6. 1 目的	70
6. 2 降伏曲面及び負荷曲面	70
6. 3 塑性論に基づく定式化	74

6. 4 負荷曲面の移動方向ベクトル	76
6. 5 硬化乗数	77
6. 6 弾性範囲	77
6. 7 まとめ	80
 第7章 実験結果と解析結果の比較及び考察	 81
7. 1 目的	81
7. 2 実験	81
7. 3 考察	82
7. 4 まとめ	94
 第8章 結論	 95
8. 1 本研究より得られた結論	95
8. 2 今後の課題	98
 参考文献	 99
 発表論文	 102
 記号一覧	 104
図 (Fig.) 一覧	108
表 (Table) 一覧	111
 付録	
1. 試験体最終破壊時の写真	A-1
2. 載荷装置写真	A-8
3. 長方形断面で主筋を4本配したRC部材の弾性剛性の算出	A-9
4. 復元力モデルのフローチャート	A-15

第 1 章 序論

第1章 序論

1. 1 研究の背景

1995年1月の兵庫県南部地震の後、鹿児島県北西部で1997年3月から5月の間にマグニチュード6以上の地震、鳥取県西部で2000年10月6日にマグニチュード7以上の地震等、国内で比較的規模の大きな地震が2～3年に一度起こっている。日本は地震多発国で、兵庫県南部地震で大被害を受けた等の背景もあり、建築物の耐震設計に対する見直しが行われている。従来の構造物の地震応答解析や耐震設計においては、簡便のために水平1方向の挙動のみに着目し、必要の際には水平直交2方向で別々に得られた応力を足し合わせて検討する例が多く見られる。しかし、実際の構造物の地震被害状況を見ると、そのような簡便な検討では説明できない破壊現象があり、次元を増やした解析の必要性を示している^{1.1) 1.2)}。

構造物の地震応答解析では、構造物の復元力特性を定式化する必要がある。鉄筋コンクリート構造では、曲げ降伏型あるいは曲げ破壊型のRC部材や、せん断破壊を伴う場合のRC耐震壁や短柱によって復元力特性が異なる。曲げ破壊型の対象とする場合、部材がせん断破壊しないことが前提となり、せん断耐力を把握する必要がある。鉄筋コンクリート梁部材のせん断耐力算定に関しては様々な研究がなされてきた。大野・荒川は、数多くの曲げせん断実験の結果よりせん断耐力算定式を提案している^{1.3) 1.4)}。日本建築学会の「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針」^{1.5)}（以下、本章では終局強度型耐震設計指針と呼ぶ）では、アーチ・トラス理論によるせん断力算定方法が記されている。市之瀬らは、アーチ・トラス理論による算定式において、部材端部の塑性ヒンジを仮定して変形能力を考慮したせん断設計法を提案している^{1.6)}。日本建築学会の「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針」^{1.7)}では、終局強度型耐震設計指針^{1.5)}による算定式に、中子筋の効果や軸力の影響を考慮するなどの修正を加えている。いずれの算定式においても、部材内のコンクリートの耐力には、コンクリート圧縮強度に有効係数を乗じたものを用いているが、この有効係数の妥当性に関する研究は数少なく、特に高強度コンクリートにおける適応性には疑問が残る。また、トラス機構ではせん断補強筋が全て降伏していることを仮定しているが、最大耐力時にRC部材端部付近のせん断補強筋は降伏しないという報告もあり^{1.8)}、この仮定についても見直す必要がある。

鉄筋コンクリート構造物・部材の復元力モデルには、ファイバーモデル、有限要素モデル、

マルチスプリングモデル、塑性論を用いたモデルなどがある。モデル化には、大きく分けて、ミクロにモデル化する手法とマクロにモデル化する手法がある。ここでは、マクロなモデル化手法である塑性論を用いたモデル化に着目する。マクロモデルは、ミクロモデルに比べて精緻さに欠けるが、部材の復元力特性に関して定量的な理解ができること、計算量が少なく済むことと言った利点がある。

固体力学の塑性論においては、降伏条件・流れ則・硬化則を基本とし、3次元空間において連続体の応力増分（速度）テンソルと歪増分（速度）テンソルに関する構成方程式を導く。塑性論に基づいたモデル化とは、塑性論によって導かれる連続体の応力-歪関係と、構造物・部材の力-変形関係との類似性を利用し、多軸復元力特性を定式化することである。1968年の十勝沖地震の地震被害調査とそれに関連する研究を通して、鉄筋コンクリート柱の二軸曲げに対する耐力のみならずその変形性状の把握の重要性が指摘されて以来、塑性論に基づいた復元力モデルの研究が活発になった。

滝沢ら^{1.9)}は RC 部材の二軸復元力特性の定式化に塑性論を適用した。一定軸力下の RC 柱を対象に、二軸曲げモーメント平面上にひび割れ曲面と降伏曲面を円（楕円）で仮定し、Ziegler の移動硬化則を用いて、剛性低下を考慮した一軸三折線型復元力モデルを二軸曲げ問題に拡張する解析方法を提案した。

芳村ら^{1.10)}は、滝沢らが提案した解析モデルにおいて、降伏状態での弾性剛性の評価を修正することで、実験結果により良く対応することを示した。このモデルが、計算の際に多くの時間を要するファイバーモデルと比較して、解析結果と大きな差が無いことも示している。

福澤ら^{1.11)}は RC 柱の変動軸力問題に対して塑性論による解析方法を提案している。曲げ及び軸力に関して一軸三折線型復元力特性モデルをそれぞれ仮定し、材端曲げモーメント-軸力平面にひび割れ曲面と降伏曲面を導入して流れ則及び硬化則を基に定式化している。ひび割れ曲面の移動は Prager の移動硬化則、降伏曲面の移動は Ziegler の移動硬化則に従っている。このモデルによる解析結果が、変動軸力下の実験におけるせん断力-層間変位のスケルトンカーブをほぼ良好に近似できることを示している。

磯崎ら^{1.12)}は RC 柱の材端二軸曲げモーメントと軸力の三軸問題に対して塑性論に基づいたモデルを導入した。曲げ及び軸力に関して一軸三折線型復元力特性モデルをそれぞれ仮定し、ひび割れ曲面と降伏曲面を導入して流れ則及び硬化則を基に定式化している。ひび割れ曲面は等方硬化則、降伏後は等方硬化と Ziegler の移動硬化の複合硬化則に従っている。

二軸曲げと変動軸力の影響を考慮できる解析モデルとしては、ファイバーモデルやマルチ

スプリングモデルが挙げられるが、これらに比べて計算時間が少なく済むということが塑性論に基づくモデルの利点のひとつである。しかし、繰り返し変形履歴を記述できるモデルは未だ提案されていない。

1. 2 研究の目的

本研究は、せん断耐力算定式を示し、せん断耐力が曲げ耐力を上回る曲げ破壊型鉄筋コンクリート柱を対象し、二方向の逆対称曲げと変動軸力を受ける柱の三次元非線形復元力特性を塑性論に基づいて定式化することを目的とする。

終局強度型耐震設計指針^{1.5)}に示されているアーチとトラス機構の重ね合わせたせん断力伝達機構に基づく RC 部材のせん断耐力算定方法を提案する。せん断補強筋と主筋の付着を取り除いた RC 柱試験体 26 体を用いて圧縮曲げせん断実験を行い、コンクリートのアーチ作用によるせん断力伝達能力をコンクリート有効圧縮強度 $\nu \cdot \sigma_B$ で評価する。 σ_B はコンクリート圧縮強度で、 ν はコンクリート圧縮強度有効係数である。実験では、2 通りの載荷方法と 2 種類のコンクリート圧縮強度と 6 種類のシアスパン比 ($L/2D$) をパラメータとした。塑性論の下界の定理に基づいて部材内にアーチ作用で応力を伝達するコンクリート圧縮束を仮定し^{1.13)}、実験結果を基にコンクリート圧縮束の有効圧縮強度算定式を提案する。トラス機構では、最大耐力時に部材端部付近のせん断補強筋が降伏しないことを考慮し、トラス機構のせん断耐力を低減する^{1.8)}。アーチ及びトラス機構の耐力を足し合わせることで部材のせん断耐力を算定する。

RC 部材の三次元非線形復元力特性を定式化する前に、変動軸力を受ける RC 部材の二次元復元力特性と塑性論との類似性を、実験によって検討する。RC 部材端部断面の累加強度曲線を降伏曲面と仮定し、降伏状態からの負荷については流れ法則、除荷については弾塑性論との類似性を考察する^{1.14)}。除荷における弾塑性論とは、降伏後の除荷ではカー変形関係が弾性という仮定のことである。ここでの弾性剛性は RC 部材の初期弾性剛性を用いる。

RC 部材の三次元非線形復元力特性の定式化は、次のような手順で行う。長方形断面モデルを仮定し、断面モデルに軸力一定の条件で繰り返し回転変形を与える解析を行う。断面モデルは、引張応力は負担せず、圧縮歪領域では最大経験歪で降伏応力を負担する材料特性を持つ^{1.15)}。これは、コンクリートの応力-歪関係を簡単にモデル化したものとも言える。解

析結果を基に負荷曲面と、負荷曲面の移動法則を仮定する。次に、軸力-曲げモーメントの相関を考慮した弾性剛性算定方法を提案する。ここでの弾性剛性は、力増分-変形増分に関するもので、部材の初期弾性剛性ではない。すなわち、弾性剛性は力の状態によって変化するが、力増分-変形増分関係は線形である。仮定した負荷曲面、移動法則、弾性剛性を用いて、塑性論に基づいた RC 部材の三次元非線形復元力特性の定式化を行う。部材端部断面に関して、完全塑性を意味する降伏曲面と、移動硬化する負荷曲面を仮定し、塑性論の概念に基づいて構成方程式を導く。

定式化した三次元非線形復元力モデルを用いて、実験と解析の結果を比較検討する。実験は、RC 柱試験体に逆対称曲げと軸力の二方向の力を与えるものである。載荷履歴は変動軸力と繰り返し逆対称曲げを含むものである。繰り返し逆対称曲げを与える時は軸力を一定に保ち、部材端部回転角制御で載荷した。解析での入力は、軸力と部材端部回転角である。

1. 3 既往の研究

終局強度型耐震設計指針^{1.5)}では、部材のせん断強度をトラス作用とアーチ作用を重ね合わせたせん断力伝達機構によるせん断強度算出方法が示されている。このせん断強度算定法では、せん断補強筋が降伏していることと主筋が無限に強く降伏しないことを仮定してトラス機構の負担するせん断強度を算出し、コンクリート有効圧縮強度($\nu \sigma_B$)からトラス機構強度を差し引くことでアーチ機構の負担するせん断強度を算出する。しかし、鉄筋コンクリート柱に圧縮曲げせん断力が作用した場合、せん断力はせん断補強筋や主筋の付着やコンクリートによって伝達されているので、実際の柱内のせん断力伝達機構は非常に複雑である。そのため、柱内のコンクリートが、実際にはどの程度の応力を負担しているか不明である。また、終局強度型耐震設計指針^{1.5)}では梁と柱で同じせん断設計法を用いているが、柱の場合は軸力による影響も把握する必要がある。すなわち、鉄筋コンクリート柱のコンクリート有効圧縮強度($\nu \sigma_B$)の妥当性について検討すべきである。コンクリート有効圧縮強度については、梁におけるコンクリート圧縮強度有効係数が低いことを指摘する論文^{1.16)}もあり、終局強度型耐震設計指針^{1.5)}に、“本指針式で求めるせん断強度は、せん断補強筋量が少ない場合にはせん断強度に対して過大な安全率を与える懸念がある”ことや“せん断補強筋のない場合には軸力の増大によるせん断強度の増大はかなり大きい”ことが記述されている。

地震等により多軸応力状態にあるRC構造物及び部材の非線形復元力特性を把握するため、塑性論に基づいた復元力特性の定式化に関する研究がこれまで数多くなされてきた^{1.9)~1.12)}。しかし、塑性論に基づいたモデルでの解析の適応性について、特に軸力に関する軸を含む問題においては、十分な検討がなされているとは言い難い。過去の研究で、簡単な断面モデルを用いて断面モデルの非線形挙動と塑性論との類似性の検討を行った^{1.15)}。断面モデルの材料特性を、引張応力を負担しない剛塑性として軸力一定の条件下で解析を行った結果、単調な変形履歴に対して完璧な一致をみる仮説も、繰り返し変形履歴を与えれば結果が大きく異なる仮説となりうることを示した。この問題は、降伏後の除荷において、塑性論を用いた解析結果の軸方向変位が、断面モデルの解析結果と逆向きとなり、繰り返し変形を与えると軸方向変位が過剰に累積してしまうために生じる。断面モデルはコンクリート断面をモデル化したものと言え、RC部材でもこの問題を考慮すべきである。

塑性論を用いた復元力特性の定式化において必要となる負荷・除荷の判別に関する研究も行ってきた^{1.17)}。これは、力増分－変形増分関係を弾性とした負荷判定基準を用いて負荷・除荷・中立負荷を判定するものである。簡単な構造モデルを仮定して、構造モデルの力－変形関係より判別した負荷・除荷・中立負荷と、負荷判定基準による判定が一致することを示している。

第2章 RC柱のせん断耐力

第2章 RC柱のせん断耐力

2.1 目的

RC柱部材のせん断耐力算定方法を提案することを目的とする。せん断耐力算定式は、日本建築学会の「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針」^{2.1)}（以下、本章では終局強度型耐震設計指針と呼ぶ）に示されているアーチ及びトラス機構の重ね合わせに基づくものである。せん断補強筋と主筋の付着を取り除いたRC柱試験体26体を用いて圧縮曲げせん断実験を行い、コンクリートのアーチ作用によるせん断力伝達能力をコンクリート有効圧縮強度 $\nu \cdot \sigma_B$ で評価する。 σ_B はコンクリート圧縮強度で、 ν はコンクリート圧縮強度有効係数である。塑性論の下界の定理に基づいて部材内にアーチ作用で応力を伝達するコンクリート圧縮束を仮定し^{1.13)}、実験結果を基にコンクリート圧縮束の有効圧縮強度算定式を提案する。トラス機構では、最大耐力時に部材端部付近のせん断補強筋が降伏しないことを考慮し、トラス機構のせん断耐力を低減する^{2.2) 2.3)}。アーチ及びトラス機構の耐力を足し合わせることで部材のせん断耐力を算定する。

実験のパラメータは、シアスパン比、コンクリート強度、及び載荷方法である。シアスパン比($L/2D$)は6種類で、 $L/2D \leq 1.75$ の比較的短い柱を対象とした。コンクリート圧縮強度は、 $F_c=300 \text{ kgf/cm}^2$ の普通強度と $F_c=600 \text{ kgf/cm}^2$ の高強度の2種類である。載荷方法は、柱部材端部を斜めに結ぶ方向に圧縮力を作用させる方法（逆対称偏心圧縮）と、部材の軸力を一定に保ちながら逆対称曲げを作用させる方法を採用した。前者の方法は、部材に圧縮曲げせん断が作用したときの斜め圧縮力伝達方向と同じ方向に圧縮力を作用させたときの圧縮力伝達能力を把握するため、後者の方法は、より実際に近い形での圧縮力伝達能力を把握するためである。

2.2 試験体

Fig.2-1に試験体図を示す。試験体部にはせん断補強筋が全く配されていない。ただし、載荷時に柱幅面に縦に入るひび割れによって耐力が決定しないように、6φの丸鋼を幅止め筋として柱中央部幅面に入れた。この幅止め筋はせん断力を伝えず、部材のせん断力の伝達に

影響を与えない。主筋の力学特性を Table 2-1 に示す。主筋は断面の 4 隅に配されている。主筋には、柱の終局時においても降伏しないように、弾性範囲の広い PC 鋼棒を用いた。これは、部材内のコンクリートの応力負担分を以下のように算出するため、主筋の応力を終局時においても正確に把握することが目的である。

$$N_c = N - N_s$$

$$Q_c = Q - Q_s$$

N 、 N_c 、 N_s は、それぞれ部材、コンクリート、主筋が負担する軸力、 Q 、 Q_c 、 Q_s は、それぞれ部材、コンクリート、主筋が負担するせん断力である。主筋の応力は、部材両端部及び中央部の 3 ヶ所に貼り付けてあるストレインゲージで測定される主筋の歪と、材料実験で得られた PC 鋼棒の応力-歪関係より算出される。各主筋は軸方向力のみ負担すると仮定し、部材両端部断面における圧縮側と引張側の主筋の応力より両端部断面での鉄筋の負担モーメントを求め、鉄筋の負担せん断力を算出した。主筋に使用する PC 鋼棒の全周にパラフィンワックスを塗布し、その周りにセロファンテープを巻き付けて主筋の付着を除去した^{2.4)}。PC 鋼棒は加力スタップ内の定着板に固定されている。付着除去の範囲はこの定着板の内側全域である。Fig.2-1 中の Test A は A 載荷法、Test C は C 載荷法を表している。載荷方法については後述する。A 載荷法と C 載荷法では試験体の柱幅 (b) が違うが、これは試験装置の能力のためである。柱幅は、本実験では加力面外方向なので、せん断応力度に影響を与えないと考えている。試験体には、 $F_c=300 \text{ kgf/cm}^2$ の普通強度コンクリートを用いたもの (以下、N シリーズ) と $F_c=600 \text{ kgf/cm}^2$ の高強度コンクリートを用いたもの (以下、H シリーズ) がある。試験体のシアスパン比は 0.50、0.75、1.00、1.25、1.50、1.75 の 6 種類である。試験体の柱背 (D) は 250mm である。Table 2-2 に試験体リスト及びコンクリートの力学特性を示す。試験体名は [N or H: コンクリート強度]-[クリアスパン(mm)]-[A or C: 載荷法] の形で表している。コンクリートの圧縮強度及び引張強度は、試験体と同一バッチのコンクリートで作製したシリンダー供試体の圧縮試験と割裂試験により得られた。

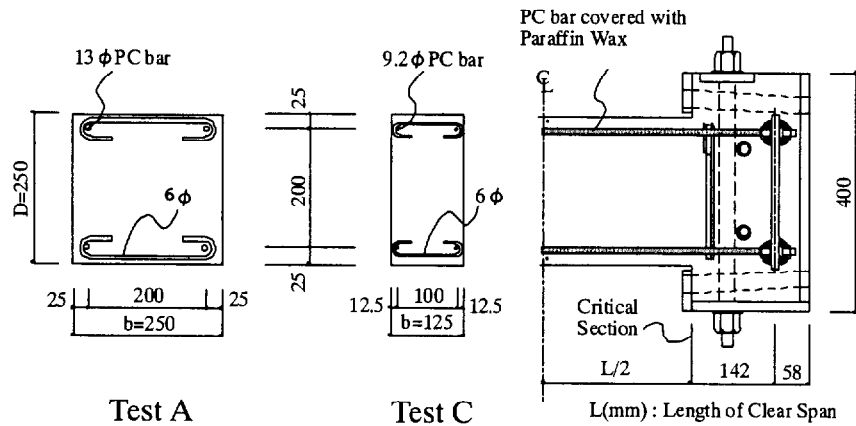


Fig.2-1: Example of specimen

Table 2-1: Mechanical properties of main reinforcements

Main Reinforcement	PC bar 13 ϕ	PC bar 9.2 ϕ
Nominal diameter (mm)	13	9.2
Actual diameter (mm)	12.87	9.07
Yield strength (kgf/mm ²)	125.6	125.6
Young's modulus (10 ⁴ kgf/mm ²)	2.053	2.041
Classification of test piece (JIS Z2201)	No.2	No.2

Table 2-2: List of specimens and mechanical properties of concrete

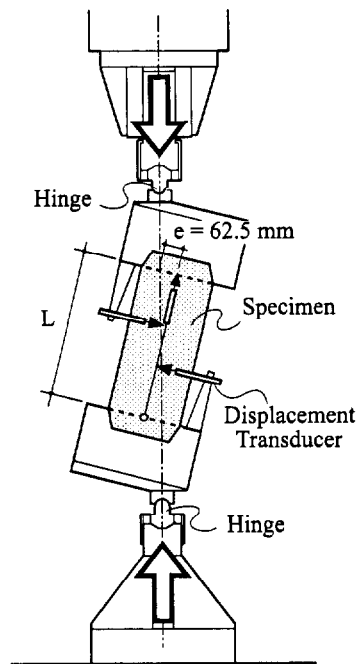
Name of specimens			Section b x D (mm)	Length of clear span (mm)	L/2D	Main reinf.	Concrete			
							Age at Column Test (days)	Compressive strength σ_B (kgf/cm ²)	Splitting tensile strength σ_T	
Test A	N series	N-250-A	250 x 250	250	0.50	4- PC13 ϕ	34	402	33	
		N-375-A		375	0.75		32	324	30	
		N-500(1)-A		500	1.00		32	337	31	
		N-500(2)-A					52	328	31	
		N-625-A		625	1.25		34	331	29	
		N-750-A		750	1.50		58	333	31	
		N-875-A		875	1.75		34	328	31	
	H series	H-250-A		250	0.50		40	662	45	
		H-375-A		375	0.75		33	686	47	
		H-500(1)-A		500	1.00		33	666	49	
		H-500(2)-A					36	679	44	
		H-625-A		625	1.25		35	663	46	
		H-750-A		750	1.50		42	675	44	
		H-875-A		875	1.75		35	681	46	
Test C	N series	N-250-C	125 x 250	250	0.50	4- PC9.2 ϕ	42	299	30	
		N-375-C		375	0.75		38	331	27	
		N-500-C		500	1.00		38	331	30	
		N-625-C		625	1.25		41	321	32	
		N-750-C		750	1.50		36	338	33	
		N-875-C		875	1.75		48	320	30	
		H series		H-250-C	250		0.50	30	663	48
	H-375-C			375	0.75		29	660	45	
	H-500-C			500	1.00		35	637	43	
	H-625-C			625	1.25		30	645	38	
	H-750-C			750	1.50		32	658	45	
	H-875-C			875	1.75		34	682	42	

L/2D: Shear span-to-depth ratio

L/2D: Shear span-to-depth ratio

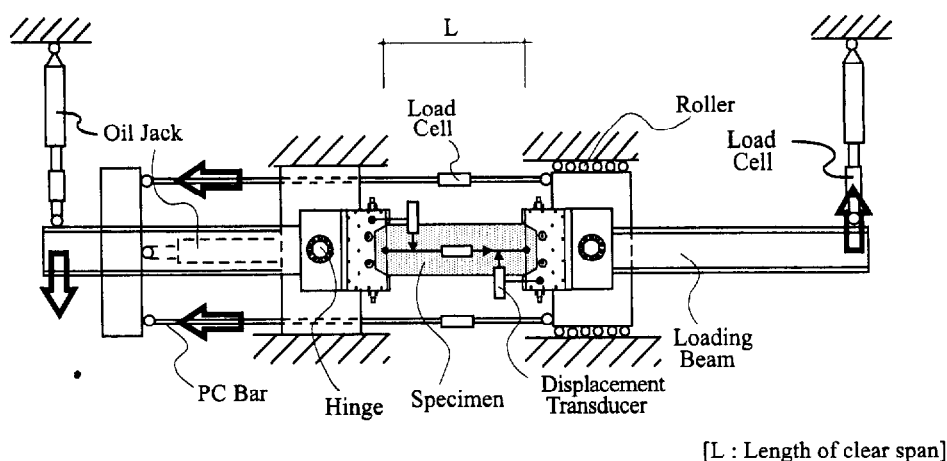
2. 3 載荷方法

Fig.2-2(a)(b)に載荷概念図を示す。A載荷法は、柱端部危険断面における偏心距離が62.5mmの逆対称偏心圧縮による単調載荷である。偏心距離は、累加強度理論により与えられるM-N曲線上で、曲げ強度が最大となる点を通るように載荷経路を決めることで与えられている。C載荷法は、部材全体の軸力を一定に保ちながら逆対称曲げを与える単調載荷である。軸力は、Nシリーズの6体は軸力比1/4、Hシリーズのうち4体（ $L/2D=0.50, 0.75, 1.50, 1.75$ の試験体）は軸力比1/4、2体（ $L/2D=1.00, 1.25$ の試験体）は軸力比1/8で加力した。ここでの軸力比は部材の軸力に関するもので、 $N/bD\sigma_B$ で算出した。軸力比の決定については“2. 4 実験結果”で記述する。両載荷方法において、加力はオイルジャッキで行い、端部の回転角と材軸方向変位を、変位計を用いて測定した。載荷中はひび割れの様子を観察し、詳細に記録した。



Test A: Anti-symmetric eccentric axial loading

Fig.2-2 (a): Loading setup of Test A



Test C: Shear-bending loading under a constant axial force

Fig.2-2 (b): Loading setup of Test C

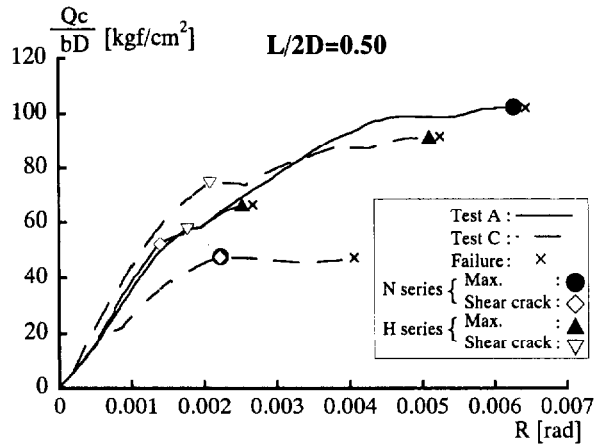
2. 4 実験結果

実験のパラメータは、シアスパン比、コンクリート強度、及び載荷方法である。Fig. 2-3 (a)～(f)に、試験体 26 体の実験結果の Q_c -R 図及び Q_c - N_c 図をそれぞれのシアスパン比について示す。 Q_c -R 図では、横軸は部材端部の回転角(R)で、縦軸はコンクリート負担のせん断力 (Q_c) を部材断面積 ($b \times D$) で除したものである。×印は最終破壊を表している。曲げ破壊に至った 2 体には曲げ破壊であることを記しており、せん断破壊に至った 24 体は×印のみで表している。 Q_c - N_c 図では、横軸のコンクリート負担のせん断力 (Q_c) と縦軸のコンクリート負担の軸力 (N_c) はいずれも無次元化されている。*印は、部材端部の圧壊が確認された試験体である。破線は、Fig.2-4 に示すように危険断面（部材端部）の応力分布を長方形のストレスブロックと仮定し、降伏応力を σ_B としたときのコンクリートが負担するせん断力と軸力の相関曲線（以下、本章では曲げ強度曲線と呼ぶ）である。一点鎖線は、Fig.2-5 に示すアーチモデル^{2.5)}において、仮定したコンクリート圧縮束の有効圧縮強度を $\nu_a \sigma_B$ とし、コンクリート圧縮強度有効係数 (ν_a) を 1.0 としたときの耐力 V_a である。Fig.2-5 に示すアーチモデルは終局強度型耐震設計指針^{2.1)}に示されているものと同じである。

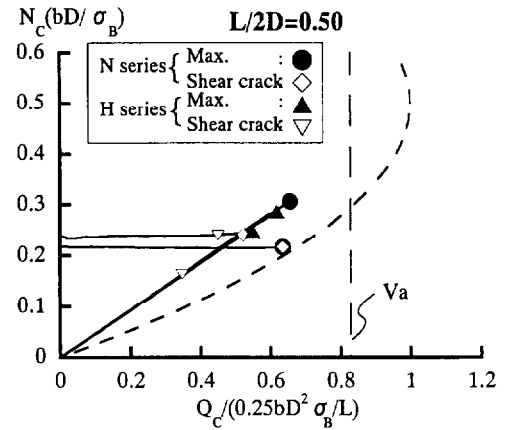
Table 2-3 には、部材が負担するせん断力に対するコンクリートが負担するせん断力の割合

(Q_c/Q) を示しており、コンクリートのみによるせん断力伝達がほぼ実現できていると言える。主筋の付着を除去しているため、Fig.2-6 に示すように各主筋は柱脚から柱頭までほぼ等しい応力を負担した。その結果、部材端部断面において圧縮側と引張側の主筋は共に同程度の応力を負担するので、主筋の負担モーメントはわずかであり、部材両端部のモーメントの差も微少であったため、主筋はほとんどせん断力を負担しなかった。Table 2-3 で H-500-C の値は 1 以上になっている。H-500-C の最大荷重時には全ての主筋が引張応力を負担しており、部材端部圧縮側の主筋の応力が他の部分よりわずかに大きかった。そのため、主筋の負担せん断力がコンクリートの負担せん断力の向きとは逆向きとなり、部材に作用させたせん断力以上にコンクリートがせん断力を負担したのである。また、Fig.2-3 の Q_c-N_c 図において、C 載荷法の試験体でコンクリートの負担軸力が増加しているのは、部材には一定の軸力を作用させていたが、主筋の負担圧縮軸力が徐々に減少し、コンクリートの負担が増加したためである。軸力比の小さい H-500-C 及び H-625-C では、徐々に減少していった主筋の負担圧縮軸力が引張軸力に移行した。

C 載荷法の軸力比であるが、N シリーズ（普通強度）では実際の建築物により近い形で軸力が作用するように軸力比 $1/4$ とした。H シリーズ（高強度）では、N シリーズと同程度の軸力を作用させるため、コンクリート強度が約 2 倍であることを考えて軸力比を $1/8$ とし、H-500-C と H-625-C を載荷した。しかし、Fig.2-3 に示すように、部材に作用させる軸力を一定にしても、コンクリートの負担軸力はコンクリート曲げ強度曲線に沿って上昇した。部材端部の圧壊が進むため耐力の決定の要因が端部の圧壊なのかせん断ひび割れなのか不明瞭であることと、最大荷重時のコンクリートの負担軸力が、軸力比 $1/4$ で載荷するときのコンクリート負担の軸力とほぼ同程度であることの 2 つの理由より、H シリーズの残り 4 体（H-250-C、H-375-C、H-625-C、H-750-C）は軸力比 $1/4$ で載荷した。

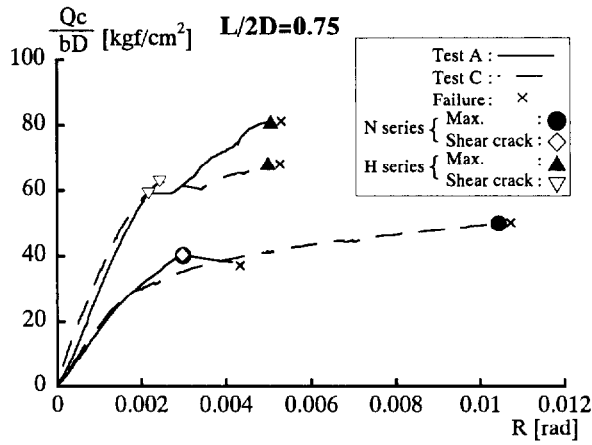


QC-R relationship curve

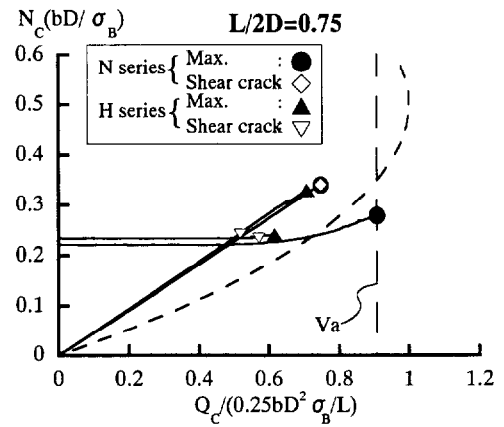


QC-NC relationship curve

Fig.2-3 (a): The test results of L/2D=0.50

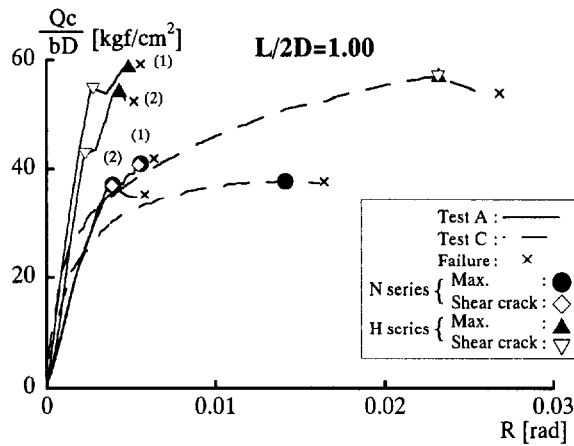


QC-R relationship curve

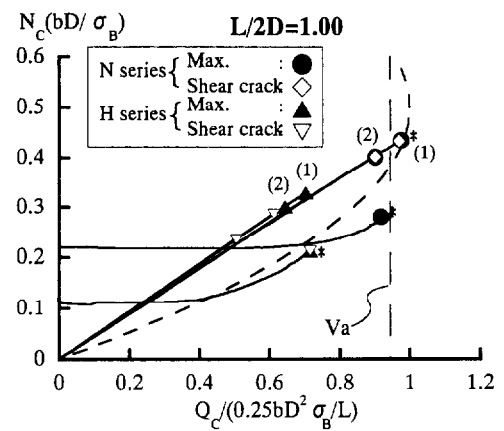


QC-NC relationship curve

Fig.2-3 (b): The test results of L/2D=0.75

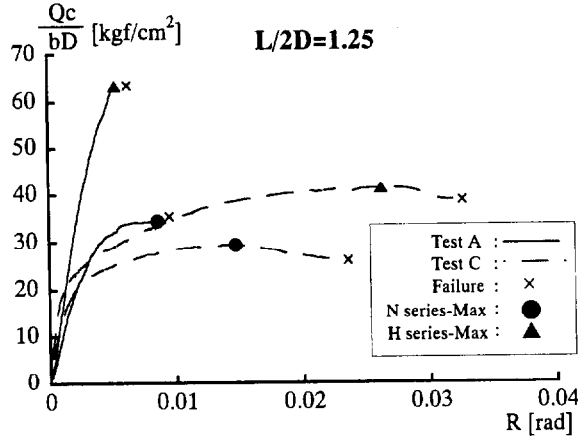


QC-R relationship curve

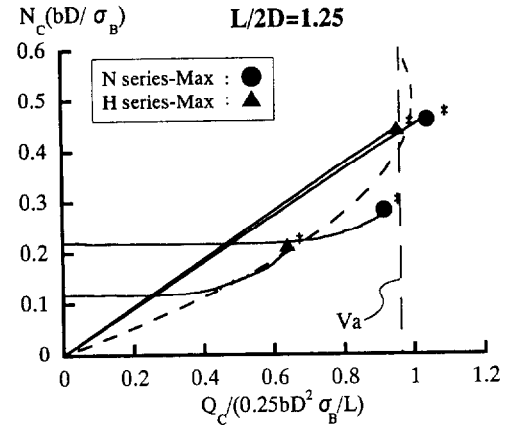


QC-NC relationship curve

Fig.2-3 (c): The test results of is L/2D=1.00

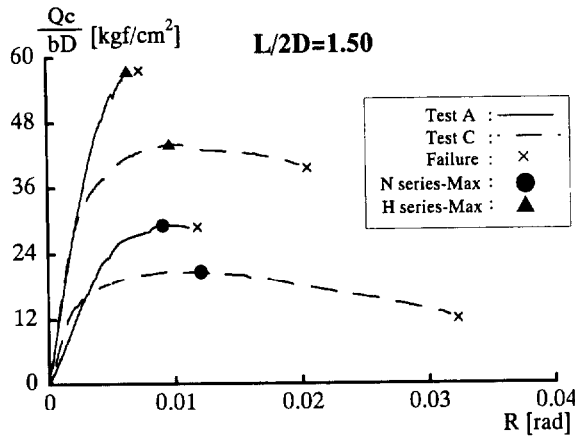


QC-R relationship curve

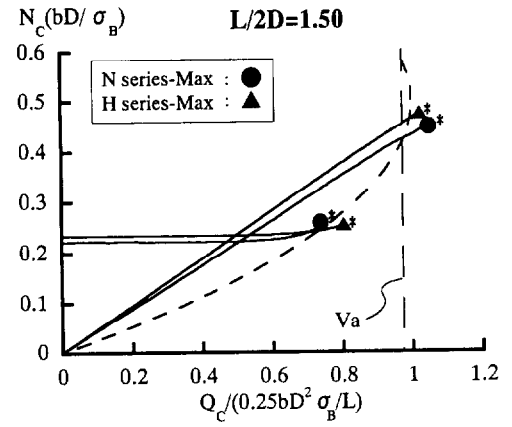


QC-NC relationship curve

Fig.2-3 (d): The test results of is $L/2D=1.25$

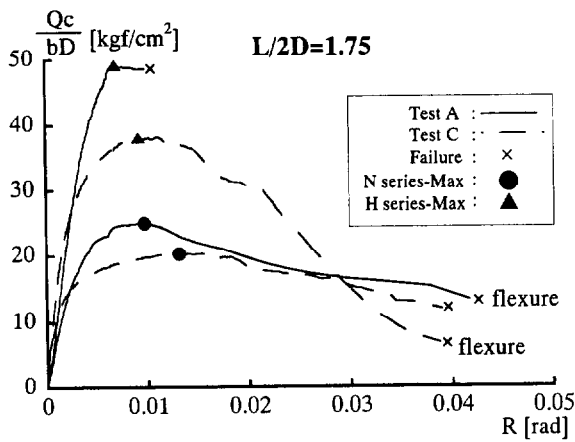


QC-R relationship curve

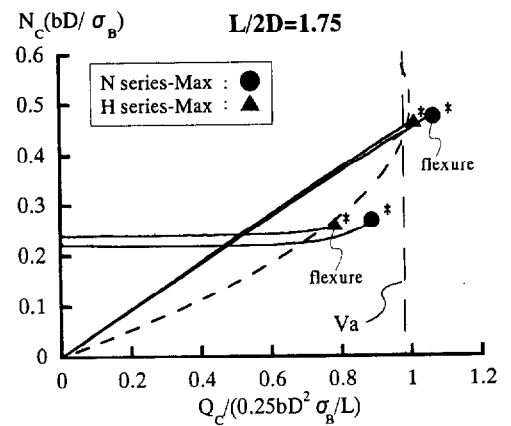


QC-NC relationship curve

Fig.2-3 (e): The test results of is $L/2D=1.50$



QC-R relationship curve



QC-NC relationship curve

Fig.2-3 (f): The test results of is $L/2D=1.75$

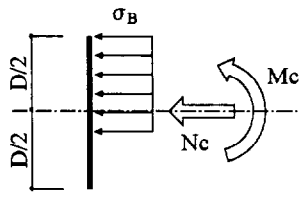
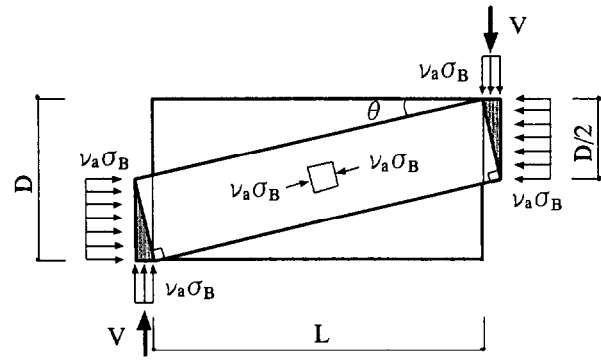


Fig.2-4: Stress block



$$V_{am} = \frac{1}{2} \tan \theta_a \cdot b \cdot D \cdot v_a \cdot \sigma_B \quad \left(\tan \theta_a = \sqrt{\left(\frac{L}{D} \right)^2 + 1} - \frac{L}{D} \right)$$

Fig.2-5: Arch model

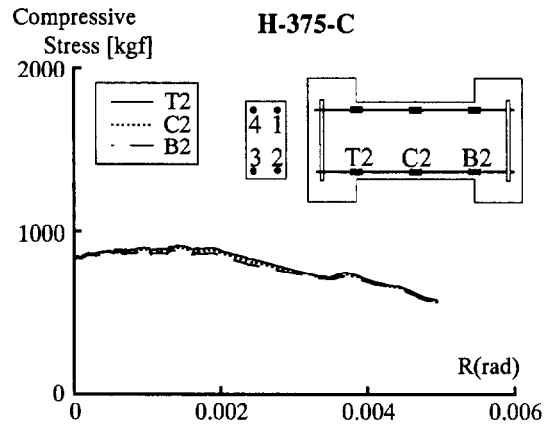


Fig.2-6: The test results (PC bar in the column)

Table 2-3: Shear stress of concrete in column to shear stress of column ratio

L/2D		0.50	0.75	1.00	1.00 (2)	1.25	1.50	1.75
Test A	N series	0.998	1.000	0.998	0.999	0.998	0.998	0.998
	H series	1.000	1.000	1.000	0.999	0.999	0.999	0.998
Test C	N series	0.998	0.997	0.991	-	0.985	0.991	0.988
	H series	0.999	0.999	1.001	-	0.983	0.995	0.997
Q _c =Q-Q _s		L/2D: shear span-to-depth ratio						

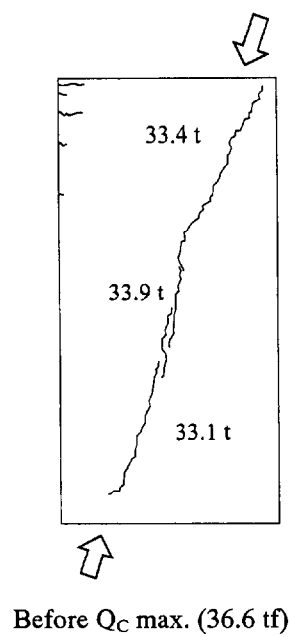
2. 5 破壊形式に関する考察

シアスパン比が $0.50 \leq L/2D \leq 1.00$ の範囲の試験体数は 14 体である。Fig.2-3 に示すように、12 体の試験体に最終破壊前にせん断ひび割れが発生した。せん断ひび割れが発生した 12 体の内、8 体はせん断ひび割れ後も荷重が増加しており、4 体はせん断ひび割れ発生時の荷重が最大荷重であった。前者の一例として H-500(1)-A、後者の一例として H-500-C の最大荷重前と最終破壊時のひび割れの様子を Fig.2-7 に示している。最終破壊前にせん断ひび割れが発生しなかった 2 体は、最大荷重からの急激な耐力低下を伴うせん断破壊に至っており、せん断ひび割れ発生と最終破壊が同時であった。最大荷重前にせん断ひび割れが発生する傾向、及び、せん断ひび割れ発生後も荷重が増加する傾向は、シアスパン比が小さいほど強く、N シリーズよりも H シリーズのほうが強く、C 載荷法よりも A 載荷法のほうが強い。まずシアスパン比について考えると、逆対称曲げによって部材両端部にモーメントを作用させた場合、シアスパン比が小さいほどより大きなせん断力を負担することになるので、シアスパン比の小さいほうが、せん断ひび割れが発生しやすいと考えられる。せん断ひび割れ部の応力伝達は、骨材のかみ合いによる伝達のみである。せん断ひび割れは Fig.2-7 に示すように部材端部の圧縮域を斜めに結ぶ方向に入るので、シアスパン比が小さいほどせん断ひび割れと材軸方向のなす角が大きく、骨材のかみ合いによる応力伝達作用の効果が大きい。コンクリート強度においては、Table 2-2 に示すように、H シリーズのコンクリート圧縮強度は N シリーズと比べて約 2 倍であるが、コンクリート引張強度は約 1.5 倍である。せん断ひび割れの発生がコンクリート引張強度に依存すると考えると、コンクリートの圧縮強度に比べて引張強度がより小さい H シリーズのほうが、せん断ひび割れが発生しやすくなる。ここでせん断ひび割れが発生した場合、N シリーズに比べて H シリーズのほうがそのコンクリート圧縮強度に余力があり、H シリーズのほうがさらに大きな応力を伝達することができる可能性が大きいと考えられる。載荷法による影響であるが、C 載荷法では、その載荷経路により、せん断ひび割れが発生する前に端部の圧壊が進むことで耐力が決定されやすくなり、最大荷重前にせん断ひび割れが観測されない。せん断ひび割れが発生した場合、載荷経路によってせん断ひび割れ方向に対する応力の作用方向が異なってくるので、載荷法によっても骨材のかみ合いによる応力伝達作用の効果が変わってくる。以上のように、最大荷重前のせん断ひび割れ発生、及び、せん断ひび割れ発生後の荷重の増加はシアスパン比やコンクリート強度や載荷経路に影響されると言える。最終破壊前にせん断ひび割れが発生した 12 体の試験体

の内、2体は V_a と同程度のせん断力でせん断ひび割れが発生しており、耐力も V_a と同程度であった。10体の試験体は V_a と比べて低いせん断力でせん断ひび割れが発生しており、これらの試験体の耐力は V_a の7割程度であった。すなわち、せん断ひび割れ発生時の耐力に影響していることがわかる。また、 $L/2D=1.00$ においては、試験体6体の内、3体の試験体で部材端部の圧壊が確認されており、この3体中2体を含めた5体の試験体にせん断ひび割れが発生している。圧壊が確認された3体の内、2体(N-500(1)-A、H-500-C)はせん断ひび割れで耐力が決定しており、1体(N-500-C)は部材端部の圧壊で耐力が決定していると考えられる。特にH-500-Cでは、他の試験体より低い軸力比で載荷しているため、コンクリート負担の軸力が増加し始めた時に部材端部の圧壊が確認されているが、部材端部の圧壊ではなくせん断ひび割れで耐力が決定している。N-500(1)-A及びN-500(2)-Aは、せん断ひび割れ発生時のせん断力と圧壊が始まるせん断力が同程度であると言える。したがって、耐力の決定の要因がせん断ひび割れ発生である範囲から、せん断ひび割れ発生以外に部材端部の圧壊も関わってくる範囲となる境界は、 $L/2D=1.00$ の付近であると言える。この境界はコンクリート強度や載荷経路によって影響を受けるが、シアスパン比の影響が最も大きく、シアスパン比によっておよそその境界線を引くことが出来る。

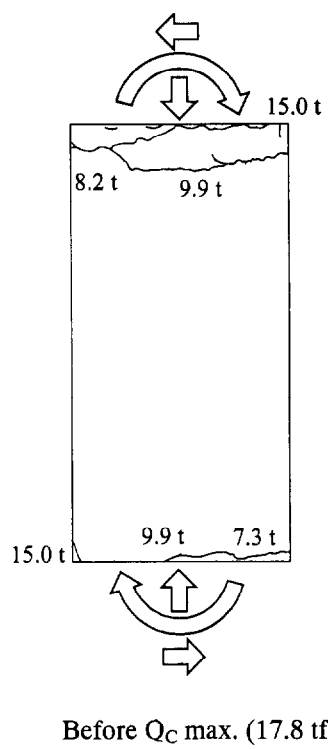
シアスパン比が $1.25 \leq L/2D \leq 1.75$ の範囲では、Fig.2-3に示すように、最終破壊前にせん断ひび割れが発生した試験体はなく、全ての試験体で部材端部の圧壊が確認された。 $L/2D=1.25, 1.50$ では、部材端部の耐力と V_a との大小関係によって破壊状況が変わってくる。ここでは、部材端部の耐力は曲げ強度曲線で決定する考える。A載荷法では、 Q_c-N_c 図で部材端部の耐力と V_a が同程度となる点に到達しているため、端部の圧壊が始まるときにはアーチの余力がほとんどなく、最大荷重から急激に耐力を失うせん断破壊に至った。C載荷法では、 V_a より先に部材端部の耐力に達するので、端部の圧壊によって耐力が決定した時点ではアーチに余力が残っており、最大荷重到達後も荷重の減少と共に回転角が進み、部材のせん断抵抗が失われた時点で、部材中央部にせん断ひび割れが生じると同時に大きく広がり、せん断破壊に至ったと考えられる。このときの耐力は、部材端部の圧壊によって決まるため、軸力の影響を受ける。また、両載荷法において、NシリーズよりもHシリーズのほうが脆性的な破壊形式であった。 $L/2D=1.75$ では、4体全ての試験体が端部の圧壊によって耐力が決定し、その後荷重が減少した。N-875-A、H-875-Cの2体は、せん断ひび割れが発生しないまま曲げ破壊に至った。これは、アーチに余力を残したまま部材端部での応力伝達が不可能になったためと考えられる。試験体の破壊形式がせん断破壊から曲げ破壊になる境界は、

$L/2D=1.75$ 付近と言える。



Failure

(a) H-500(1)-A



Failure

(b) H-500-C

Fig.2-7: Cracks

2. 6 コンクリート有効圧縮強度の検討

アーチ機構の耐力 V_a ($\nu_a=1$) に対するせん断耐力の実験値の割合 (Q_c/V_a) を算出し、 Q_c/V_a とシアスパン比との関係を Fig.2-8 に示す。ここでのせん断耐力の実験値とは、最終破壊がせん断破壊である部材の耐力としている。なお、曲げ破壊であった 2 体も図に含めており、網目模様の入った印で表している。縦軸は Q_c/V_a 及びコンクリート圧縮強度有効係数で、 $\nu_a=V_{am}/V_a$ である。 V_{am} は、Fig.2-5 に示すアーチ機構が負担する耐力である。図中の破線は、日本建築学会指針の B 法によるコンクリート圧縮強度有効係数で、 $\nu_a=(L/2D+1)/4$, ($0.5 \leq \nu_a \leq 1.0$) である。一点鎖線は Q_c/V_a から得られる回帰直線で、 $Q_c/V_a=0.68+(L/2D)/6$ である。図中の $V_y:x$ は回帰直線を基準とした場合の分散、 R^2 は V_y に対する $V_y:x$ の減少率を示している。 V_y は Q_c/V_a の平均値 (0.870) を基準とした場合の分散で、 $V_y=0.0201$ である。実線は Q_c/V_a の下限で、 $Q_c/V_a=0.66$ である。A 載荷法では実験結果と B 法によるコンクリート圧縮強度有効係数値は比較的一致しているが、C 載荷法では $1.25 \leq L/2D \leq 1.75$ の範囲で 5 体中 4 体の実験値が下回っている。回帰直線は右上がりの直線であり、 Q_c/V_a はシアスパン比に影響を受けるが、回帰直線の傾きは B 法によるコンクリート圧縮強度有効係数の傾き ($0.5 \leq L/2D \leq 1.5$) ほど大きくない。 Q_c/V_a の下限値は、 $0.5 \leq L/2D \leq 1.25$ の範囲ではほぼ一定であり、 $1.5 \leq L/2D \leq 1.75$ の範囲では若干右上がりとなっている。しかし、 $1.5 \leq L/2D \leq 1.75$ の範囲では、C 載荷法での試験体は部材端部の圧壊によって耐力が決まっており、軸力比を低くすると耐力が小さくなることも予想される。したがって、 Q_c/V_a の下限値はシアスパン比に関わらず一定とした。せん断設計ではせん断耐力の下限値を知ることが重要であり、“2. 5 破壊形式に関する考察”にも述べたように $L/2D=1.75$ を境界に破壊形式が曲げ破壊となることが考えられるため、 $1.75 \leq L/2D$ の範囲ではせん断耐力算定の必要性が少なくなる。以上の理由より、コンクリート圧縮強度有効係数はシアスパン比に関わらず一定として不都合はないと考えられる。

Q_c/V_a とコンクリート圧縮強度 (σ_B) [kgf/cm^2] との関係を Fig.2-9 に示す。図中の破線は、日本建築学会指針の A 法によるコンクリート圧縮強度有効係数で、 $\nu_a=0.7-\sigma_B/2000$ である。一点鎖線は Q_c/V_a から得られる回帰直線で、 $Q_c/V_a=1.07-\sigma_B/2500$ である。図中の $V_y:x$ は回帰直線を基準とした場合の分散、 R^2 は V_y に対する $V_y:x$ の減少率を示している。実線は Q_c/V_a の下限値で、 $Q_c/V_a=0.85-\sigma_B/3400$ である。全ての実験結果は A 法によるコンクリート圧縮強度有効係数値よりも大きく上回っている。A 法のコンクリート圧縮強度有効係数と回帰直

線及び下限値の直線を比べると、その傾きは、回帰直線とA法ではあまり変わらないのに対して、下限値の傾きは浅くなっている。下限値の傾きが回帰直線の傾きよりも浅いのは、上限値はコンクリート圧縮強度に関係なく V_a と同程度であるが、下限値はコンクリート圧縮強度の影響を受けており、Nシリーズと比較してHシリーズの実験値の分布が下限値側に偏ったためである。

以上により、本章に示した実験の範囲で、アーチ機構が負担する耐力の下限のコンクリート圧縮強度有効係数は、シアスパン比に関わらず一定なので、コンクリート圧縮強度の影響を考え、 $\nu_a=0.85-\sigma_p/3400$ とする。アーチ機構が負担する耐力の上限は、Fig.2-8 及び Fig.2-9 より、 V_a とする。Fig.2-8 での下限値は、本実験で採用したコンクリート強度においてシアスパン比に関わらず $V_a=0.66$ で一定であったことを示し、コンクリート強度がさらに大きい試験体だと、さらに小さな値でシアスパン比に関わらず一定になることが予想される。

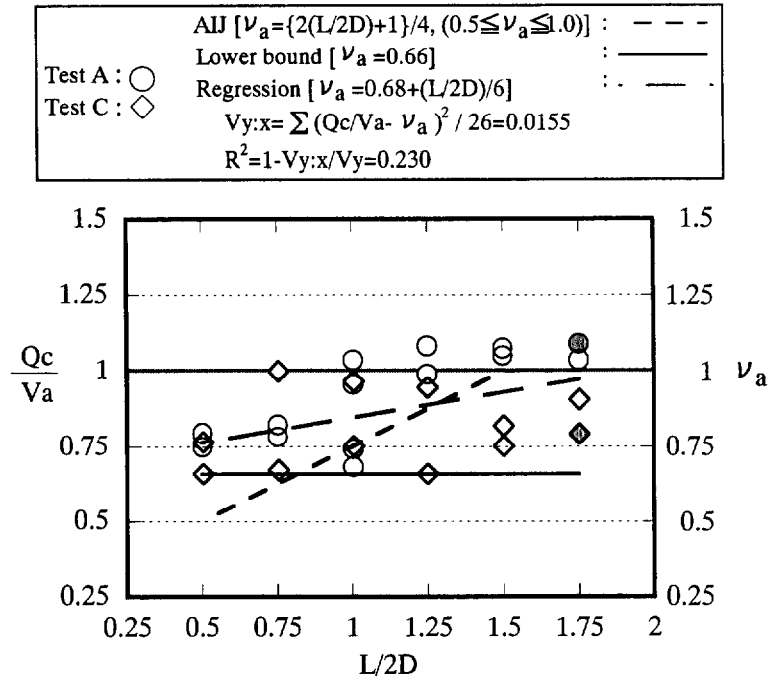


Fig.2-8: Comparison of experimental shear strength and V_a for shear span-to-depth ratios

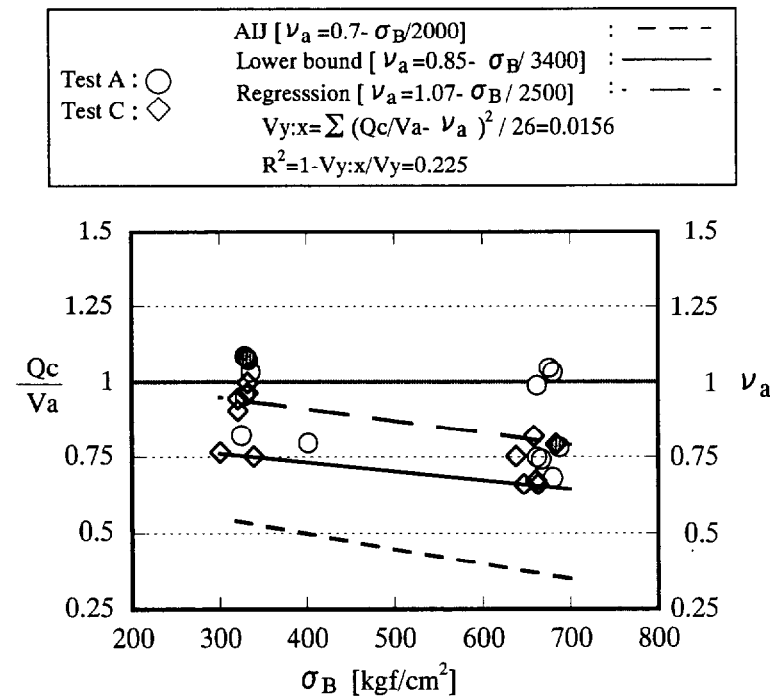


Fig.2-9: Comparison of experimental shear strength and V_a for concrete compressive strength

2. 7 セン断耐力の算定

終局強度型耐震設計指針^{2.1)}と同じく、トラス及びアーチ機構の重ね合わせたモデルによるせん断耐力算定式を提案する。

終局強度型耐震設計指針^{2.1)}に示されているせん断耐力 V_u の算定式 A 法は次の通りである。算定式 A 法では、主筋が無限に強いことやせん断補強筋が全て降伏していることを仮定している。

$$V_u = b \cdot j_t \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} \cdot \cot \phi + \tan \theta_a \cdot (1 - \beta) \cdot b \cdot D \cdot v \cdot \sigma_B / 2 \quad (2.1)$$

$$\text{ここに、} \tan \theta_a = \sqrt{(L/D)^2 + 1} - L/D \quad (2.2)$$

$$\beta = (1 + \cot^2 \phi) \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} / (v \cdot \sigma_B) \quad (2.3)$$

また、 $\cot \phi$ の値は(2.4)(2.5)(2.6)式による値のうち最小のものとする。

$$\cot \phi = 2.0 \quad (2.4)$$

$$\cot \phi = j_t / (D \cdot \tan \theta) \quad (2.5)$$

$$\cot \phi = \sqrt{v \cdot \sigma_B / (p_w \cdot \sigma_{wy}) - 1.0} \quad (2.6)$$

σ_B はコンクリート強度、 σ_{wy} はせん断補強筋強度である。D、L、b、 j_t は、それぞれ部材背、部材長さ、部材幅、主筋中心間距離である。v はコンクリート圧縮強度有効係数で、 p_w はせん断補強筋比である。

本研究で提案するせん断耐力算定式は、(2.1)式においてコンクリート圧縮強度有効係数とせん断補強筋比を修正するものである。v には、前項で示したコンクリート圧縮強度有効係数の下限値である次式を用いる

$$v_a = 0.85 - \sigma_B / 3400 \quad (2.7)$$

(2.1)式においてせん断補強筋比 p_w の代わりに、次式を用いる。

$$p_{wm} = \{(L - D)/L\} \cdot p_w \quad (1.0 \leq L/2D) \quad (2.8)$$

$$p_{wm} = 0.5 \cdot p_w \quad (L/2D < 1.0) \quad (2.9)$$

(2.8)(2.9)式は文献 2.3)に示されている式を修正したものである。文献 2.2) 2.3)では、断面 250 x 250 mm、クリアスパン 500 mm でシアスパン比 $L/2D=1.0$ の RC 柱試験体 8 体を用いて圧縮曲げせん断実験を行っている。実験のパラメータはコンクリート強度とせん断補強筋比である。主筋には降伏強度 34.5 kgf/mm² の異形鉄筋 D13 を使い、圧縮側と引張側に 4 本ずつ配している。せん断補強筋には降伏強度 37.7 kgf/mm² の丸鋼 6φ を用いている。加力方法は、Fig.2-2(a)に示した逆対称偏心一軸圧縮であるが、偏心距離 e は 75mm である。実験では、全

ての試験体において、最大耐力に達した直後にせん断破壊した。せん断補強筋にストレインゲージを貼りつけて歪を測定した結果、部材の最大耐力時でのせん断補強筋の歪は、部材中央付近では降伏歪に達しているが、部材端部ではあまり歪んでいないことを記している。文献 2.3)では、このことを考慮して、部材端部より部材背 D の $1/2$ の範囲のせん断補強筋を無視してトラス機構を考え、(2.8)式のように、 $p_{wm}=\{(L-D)/L\}p_w$ としている。しかしこれでは、シアスパン比が 0.5 のときに、 $p_{wm}=0$ となり、せん断補強筋比に関わらずせん断耐力算定値が一定となる。シアスパン比の小さい部材でもせん断補強筋の効果が表現できるように、シアスパン比が 1.0 より小さいときは(2.9)式を用いるようにした。シアスパン比 $L/2D$ と p_{wm}/p_w との関係を Fig.10 に示す。

文献 2.4) 2.5)での試験体 8 体及び本章で示したシアスパン比 $L/2D=1.0$ の試験体 6 体 (N-500(1)-A, N-500(2)-A, N-500-C, H-500(1)-A, H-500(2)-A, H-500-C)のせん断耐力の実験値 V_{exp} とせん断耐力算定値 V_u との比を縦軸に取り、せん断補強筋比を横軸に取ったグラフを Fig.2-11 に示す。(a)図でのせん断耐力算定値は、終局強度型耐震設計指針^{2.1)}のせん断耐力算定式 A 法に従って算出した値である。(b)図でのせん断耐力算定値は、(2.1)式中のコンクリート圧縮有効強度に(2.7)式を用いて算出した値である。せん断補強筋比は p_w をそのまま用いている。(c)図でのせん断耐力算定値は、(2.1)式中のコンクリート圧縮有効強度に(2.7)式、せん断補強筋比の代わりに(2.8)(2.9)式の p_{wm} を用いて算出した値である。

Fig.2-11 の(a)図に示すように A 法によるせん断耐力算定値は、せん断補強筋比が小さいと小さめに見積もってしまう傾向がある。せん断補強筋比が 1% 程度であるとコンクリート強度約 330 kgf/cm^2 の試験体は実験値と良く一致しているが、コンクリート強度約 660 kgf/cm^2 の試験体では算定値のほうが小さめの値になっている。

Fig.2-11 の(b)に示すように、せん断補強筋比は p_w をそのまま用いてコンクリート圧縮有効強度に(2.7)式を使用したせん断耐力算定値は、実験値と比較的一致しているが、コンクリート強度約 330 kgf/cm^2 でせん断補強筋比が 1% 程度の試験体については、算定値のほうが実験値よりも大きくなっている。部材のせん断破壊を避けるためには実験値よりも算定値のほうを大きく見積もることは危険である。

Fig.2-11 の(c)に示すように、コンクリート圧縮有効強度に(2.7)式、せん断補強筋比の代わりに(2.8)(2.9)式の p_{wm} を用いたせん断耐力算定値は、全ての試験体の V_{exp}/V_u が $1.0\sim 1.5$ の間にあり、比較的広い範囲のせん断補強筋比及びコンクリート強度に対して、せん断耐力を良く評価できていると言える。従ってせん断耐力算定式には、(2.1)式において、コンクリー

ト圧縮有効強度に(2.7)式を用い、せん断補強筋比の代わりに(2.8)(2.9)式の p_{wm} を使用する方法を提案する。

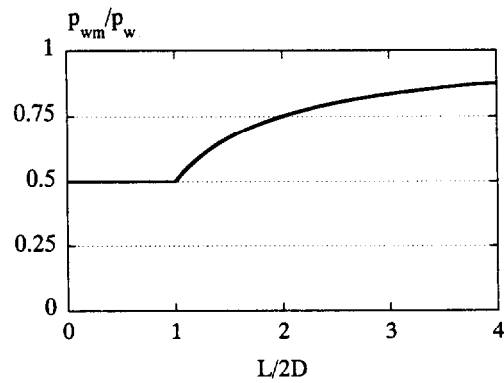
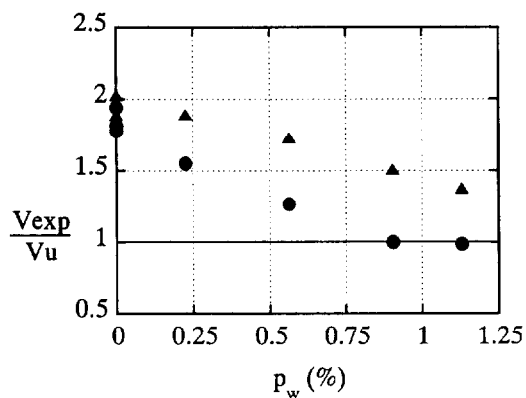
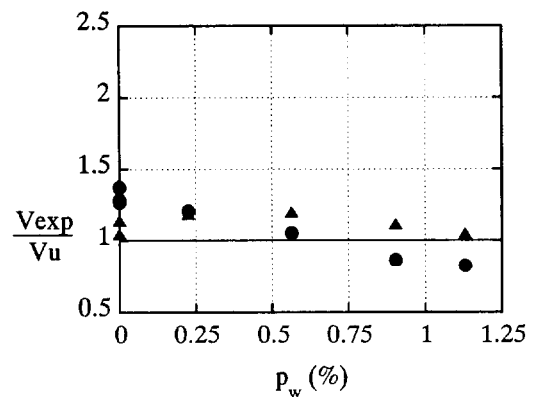


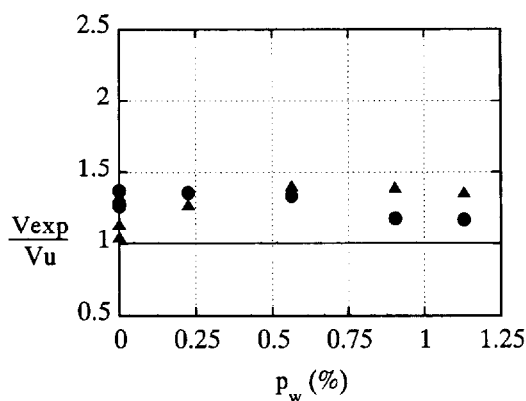
Fig.2-10: Relationship between $L/2D$ and p_{wm}/p_w



(a) A method



(b) Strength that ν_a is used



(c) Strength that ν_a and p_{wm} are used

Fig.2-11: Comparison between V_{exp} and V_u

2. 8 セン断力算定値の比較

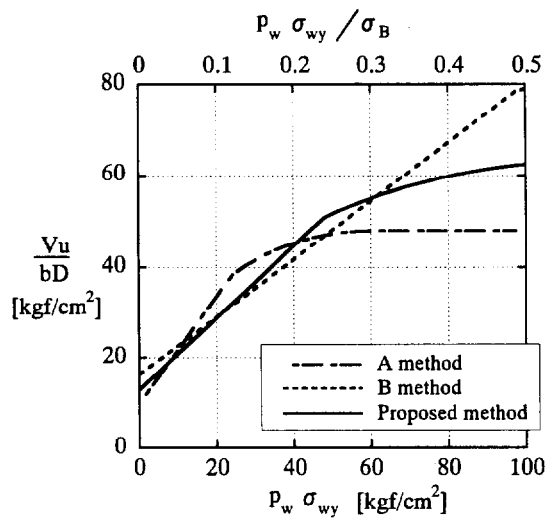
Fig.2-12 に、提案したせん断耐力算定式、終局強度型耐震設計指針の A 法及び B 法による算定値を比較した図を示す。Fig.2-12 の(a)、(b)、(c)、(d)図は、それぞれコンクリート圧縮強度が $\sigma_B=200, 400, 600, 800 \text{ kgf/cm}^2$ の場合の比較である。縦軸はせん断耐力算定値 (V_u) を断面積 (bD) で除したもの、横軸は $p_w \sigma_{wy}$ 及び $p_w \sigma_{wy} / \sigma_B$ である。 p_w はせん断補強筋比、 σ_{wy} はせん断補強筋の降伏強度である。主筋中心間距離は部材背 D の 0.8 倍とした。シアスパン比は $L/2D=1.5$ である。Fig.2-12 には大きめな $p_w \sigma_{wy}$ を想定し、 $0 \leq p_w \sigma_{wy} \leq 100 \text{ kgf/cm}^2$ ($\sigma_{wy}=6500 \text{ kgf/cm}^2$ で $p_w \approx 1.54 \%$ の場合に相当) の範囲を示している。

提案したせん断耐力算定方法による値は、 $200 \leq \sigma_B \leq 800 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $0 \leq p_w \sigma_{wy} \leq 100 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲において、A 法と B 法の間の値となる場合が多い。 $p_w \sigma_{wy}$ の小さい範囲では、大きいほうから B 法、提案式、A 法による算定値の順となった。高強度コンクリートでは、 $p_w \sigma_{wy}$ に関わらず、B 法、提案式、A 法による算定値の順となった。

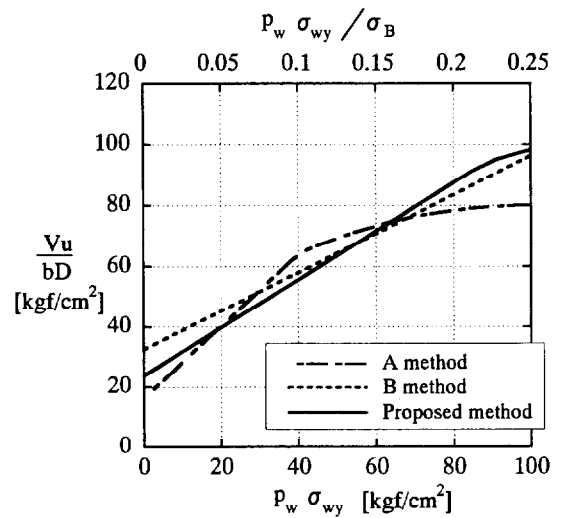
特に実用的と考えられる $10 \leq p_w \sigma_{wy} \leq 40 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲に着目する。 $\sigma_B=200 \text{ kgf/cm}^2$ では、B 法による算定値と提案式による算定値は近く、A 法による算定値が最も大きくなっているが、3つの方法による算定値の差は比較的少ない。 $\sigma_B=400 \text{ kgf/cm}^2$ では、提案式による算定値が最も小さくなる傾向を示しているが、 $\sigma_B=200 \text{ kgf/cm}^2$ の場合と同様に3つの方法による算定値の差は比較的少ない。 $\sigma_B=600, 800 \text{ kgf/cm}^2$ の図より、コンクリート圧縮強度が高くなると A 法と B 法による算定値の差が大きくなり、提案式を用いるとその間の値が得られることがわかる。以上により、実用的と考えられる $10 \leq p_w \sigma_{wy} \leq 40 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲での提案式による算定値は、高強度コンクリートを用いた場合は A 法と B 法の間の値が得られ、普通強度コンクリートを用いた場合は提案式と A 法と B 法による算定値は大差のないものとなる。ここでの高強度コンクリートとは、 $\sigma_B=600 \text{ kgf/cm}^2$ 以上の強度であり、この範囲では A 法と B 法による算定値の差は大きくなる。

次に、コンクリート強度を一定とし、シアスパン比が小さい場合と大きな場合、すなわち $L/2D=0.50, 0.75, 1.00, 2.00$ のときの、提案したせん断耐力算定式、終局強度型耐震設計指針の A 法及び B 法による算定値を比較する。コンクリート強度は、A 法による算定値が比較的良い精度を示すと思われる $\sigma_B=300 \text{ kgf/cm}^2$ とする。Fig.2-13 に比較を示す。縦軸はせん断耐力算定値 (V_u) を断面積 (bD) で除したもの、横軸は $p_w \sigma_{wy}$ 及び $p_w \sigma_{wy} / \sigma_B$ である。Fig.2-13 より、シアスパン比が大きい場合は3つの方法による算定値に大きな差がないことがわかる。

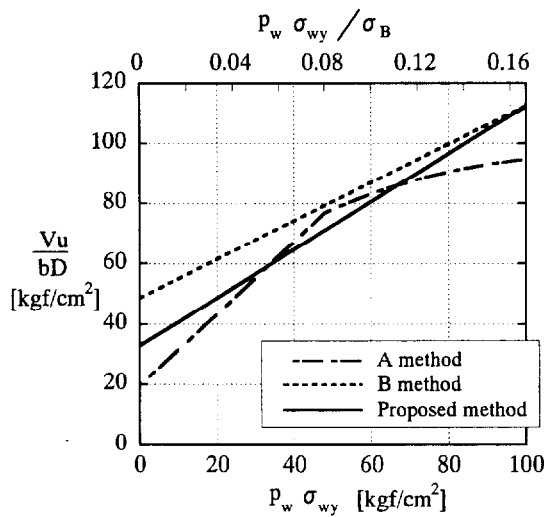
シアスパン比が小さな場合も、 $L/2D=0.5$ では提案式による算定値は A 法や B 法に比べて大きな値となっているが、 $L/2D=0.75$ では3つの方法による算定値に大きな差はない。提案式は、せん断補強筋比の小さい場合や、コンクリート強度が高い場合にも適応するように定めたものであることは考慮すれば、シアスパン比が極端に小さい場合を除けば、提案したせん断耐力算定式は実用可能と考えられる。



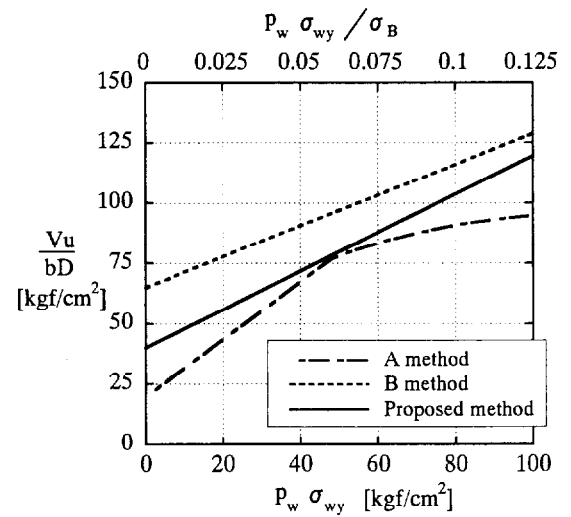
(a) $\sigma_B=200 \text{ kgf/cm}^2$



(b) $\sigma_B=400 \text{ kgf/cm}^2$

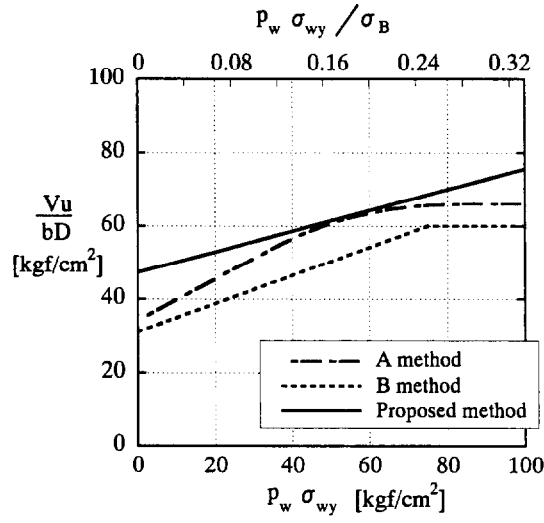


(c) $\sigma_B=600 \text{ kgf/cm}^2$

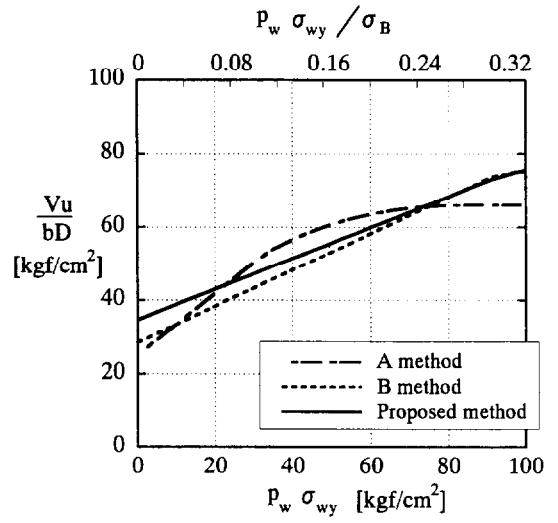


(d) $\sigma_B=800 \text{ kgf/cm}^2$

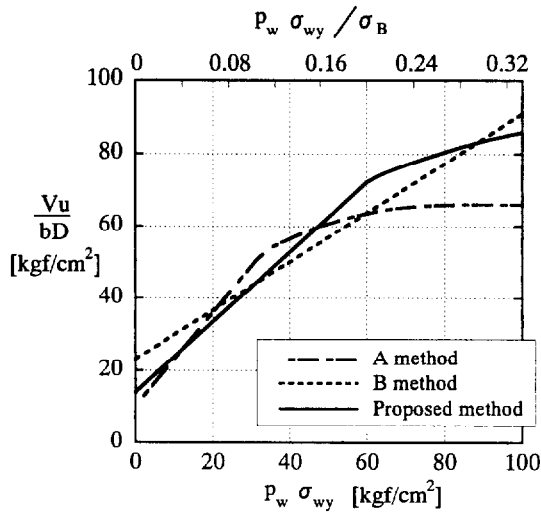
Fig.2-12: Comparison of shear strength ($L/2D=1.5$)



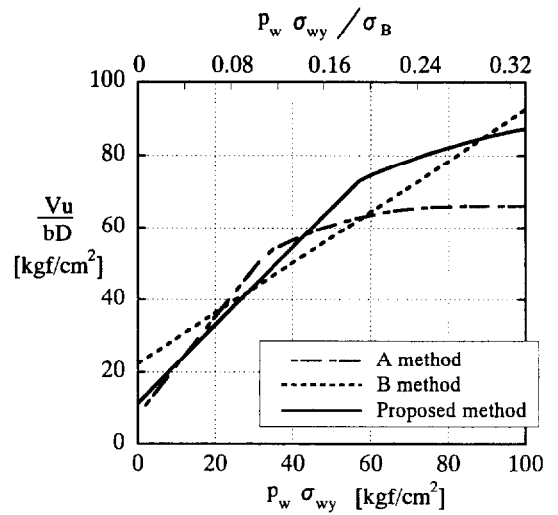
(a) $L/2D=0.50$



(b) $L/2D=0.75$



(c) $L/2D=2.00$



(d) $L/2D=2.50$

Fig.2-13: Comparison of shear strength ($\sigma_B=300 \text{ kgf/cm}^2$)

2. 9 まとめ

せん断補強筋と主筋の付着のない鉄筋コンクリート柱の試験体を用い、2通りの載荷方法と2種類のコンクリート圧縮強度と6種類のシアスパン比($L/2D$)をパラメータとした圧縮曲げせん断実験を行い、以下の知見を得た。なお、日本建築学会の「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針」^{2.1)}に示されているアーチモデルにおいて、コンクリート圧縮強度有効係数を1.0としたときのせん断耐力を V_a とする。

- (1) 最終破壊前にせん断ひび割れが発生する可能性が高い範囲は、シアスパン比で $0.50 \leq L/2D \leq 1.00$ である。また、 V_a と比べて低いせん断力でせん断ひび割れが発生した試験体の耐力は V_a の7割程度となる。
- (2) せん断耐力の実験値は、終局強度型耐震設計指針A法によるせん断耐力算定値を大きく上回った。終局強度型耐震設計指針B法によるせん断耐力算定値は、A載荷法での実験値とは比較的一致しているが、C載荷法では $1.25 \leq L/2D \leq 1.75$ の範囲で試験体5体中4体の実験値が下回った。
- (3) アーチ機構が負担する耐力の上限は、シアスパン比やコンクリート強度に関わらず、 V_a と等しい。
- (4) アーチ機構が負担する耐力の下限は、シアスパン比に関わらず一定で、コンクリート強度の影響により、 V_a を $v_a = 0.85 - \sigma_B/3400$ で低減したものである。
- (5) せん断耐力算定式は、終局強度型耐震設計指針に示されているせん断耐力算定式A法において、コンクリート圧縮強度有効係数に $v_a = 0.85 - \sigma_B/3400$ 、せん断補強筋比 p_w の代わりに $p_{wm} = \{(L-D)/L\}p_w$ ($1.0 \leq L/2D$)、 $p_{wm} = 0.5p_w$ ($L/2D \leq 1.0$)を用いたものとする。
- (6) 実用的と考えられる $10 \leq p_w \sigma_{wy} \leq 40 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲での提案式による算定値は、 $\sigma_B = 600 \text{ kgf/cm}^2$ 以上の高強度コンクリートを用いたRC部材の場合はA法とB法の間の値が得られ、圧縮強度 $\sigma_B = 600 \text{ kgf/cm}^2$ 前後のコンクリートを用いた部材の場合は提案式とA法とB法による算定値は大差のないものとなる。 p_w はせん断補強筋比、 σ_{wy} はせん断補強筋の降伏強度である。

第3章 変動軸力を受ける RC 柱の二次元復元力特性と塑性論との類似性

第3章 変動軸力を受ける RC 柱の二次元復元力特性と塑性論との類似性

3. 1 目的

変動軸力を受ける RC 柱の二次元復元力特性に着目し、高軸力及び引張軸力を除いた軸力比 0～0.5 の範囲で、変動軸力と繰り返し曲げせん断力を受ける RC 柱の力－変形挙動と塑性論との類似性を検討することで、降伏後の負荷及び除荷における二次元復元力特性を把握することが目的である。

実験は、RC 柱試験体を用いた圧縮曲げせん断実験である。試験体は 4 体で、全て同じ設計である。載荷では、一定軸力で逆対称曲げを与え、部材が降伏した後に軸力を増加あるいは減少させた。部材降伏後の力－変形の挙動と弾塑性論との類似性を検討する。

3. 2 試験体及び加力装置

試験体リスト・コンクリートの力学特性を Table 3-1 に示す。試験体は計 4 体であり、試験体名は[CBS:圧縮曲げせん断] - [V or C:変動軸力を含む履歴、又は軸力一定での履歴] - [加力時の軸力変動回数]の形で表している。Fig.3-1 に試験体図を示す。各試験体とも柱断面 $b \times D = 150 \times 200\text{mm}$ 、クリアスパン $L = 800\text{mm}$ 、せん断スパン比 $L/2D = 2.0$ 、コンクリート圧縮強度は $F_c = 300\text{kgf/cm}^2$ で共通である。コンクリート圧縮強度及び引張強度は、試験体と同一バッチのコンクリートで作製したシリンダー供試体の圧縮試験及び割裂試験により得られた。試験体およびシリンダーの養生は、打設後 7 日間は型枠内で湿潤養生し、その後型枠を外して実験工場内で気中養生を行った。Table 3-1 の材令は打設から載荷日までの日数で、載荷に 2 日間かかったことを示している。鋼材の力学特性を Table 3-2 に示す。主筋には異形鉄筋 D13 を使用し、両端を加力用スタブ内の定着板にアーク溶接することで端部との定着を確保した。せん断補強筋には 6φ丸鋼を使用した。日本建築学会の「鉄筋コンクリート構造計算規準」^{3.1)}及び「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針」^{3.2)}を適用し、曲げ耐力よりせん断耐力が高くなるように、せん断補強筋間隔を 40mm とした。

載荷装置は、第 2 章の Fig.2-2(b)で示した Test C の装置と同じである。加力方法は変動軸力を含む繰り返し曲げせん断である。油圧ジャッキで軸力及び試験体両端部の回転を与えた。

油圧ジャッキは、油圧シリンダーと油圧ポンプをホースで接続した構造となっている。測定した項目は、ロードセルによる軸力及び左右油圧ジャッキのビームへの加力、変位計による材長変位及び部材端部回転角である。

Table 3-1: Dimensions of specimens and mechanical properties of concrete

Name of Specimen	Section b x D (mm)	Length of Clear span (mm)	Main Reinf. P _g (%)	Shear Reinf. P _w (%)	Concrete		
					Age of Concrete (days)	Compressive Strength σ_B (kgf/cm ²)	Splitting Tensile Strength σ_T (kgf/cm ²)
CBS-V-3-99	150x200	800	4-D13 1.72	6 ϕ @40 0.94	28-29	293.2	29.0
CBS-V-9-99					35-36	286.9	28.9
CBS-V-24-99					28-29	303.8	26.5
CBS-C-99					35-36	304.6	26.2

Table 3-2: Mechanical properties of reinforcements

	Deformed Bar 13 ϕ	Round Bar 6 ϕ
Nominal Diameter (mm)	12.7	6.0
Actual Diameter (mm)	-	6.0
Yield Strength (kgf/mm ²)	37.7	36.7
Tensile Strength (kgf/mm ²)	56.2	48.0
Young's Modulus (kgf/mm ²)	1.95×10^4	1.96×10^4
Classification of Test Piece (JIS Z2201)	No.2	No.2

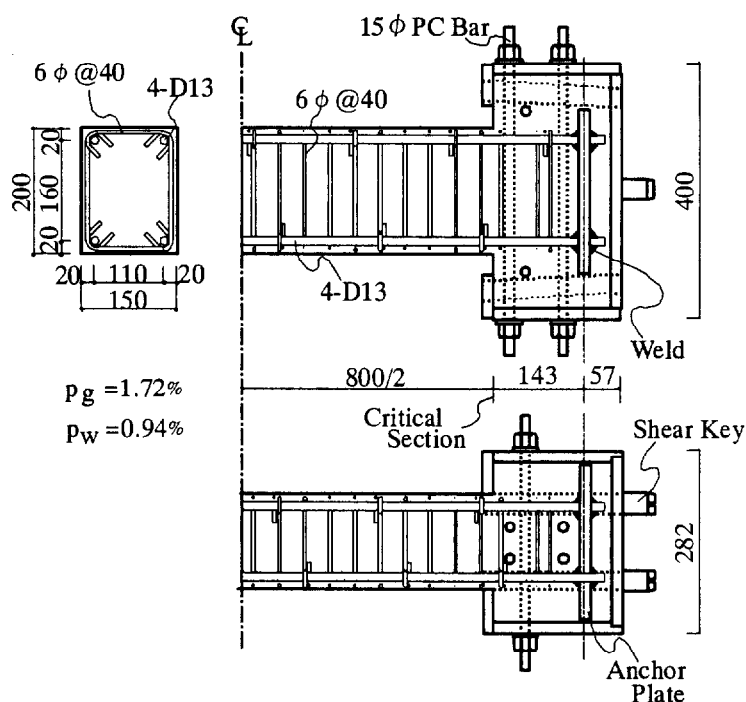


Fig.3-1: Detail of specimen

3. 3 加力計画

Fig.3-2 (a)～(d)に各試験体の加力計画を示す。縦軸は部材端部回転角(R)及び軸力比($N/bD \sigma_B$)であり、横軸は載荷過程の時間的な流れを示している。図中の番号は、軸力変動の始点及び終点、回転角の作用方向が逆転する点を表している。図中の実線は加力あるいは変形を制御していることを、破線は加力あるいは変形を制御していないことを示している。いずれの試験体においても、強制回転角を与えているときは軸力を一定に保ち、軸力変動中は軸力のみの制御して回転角は制御しなかった。ここでの制御とは、ポンプを操作することで、油圧ジャッキによる加力あるいは変形を意図的に変化させる、あるいは一定に保つことを意味している。制御しないということは、ポンプの操作を止め、ポンプによる油圧シリンダーからの油の出入りをなくすことを意味する。この時、油圧の変化がもたらすホースの体積変化による油圧シリンダーからの油の出入りがあるため、ジャッキの変位を完全に止めることはできない。ジャッキの変位とは、油圧シリンダーのピストンの変位である。しかし、後述する実験結果を見れば明らかであるが、軸力変動中（回転角を与えるジャッキを制御しない過程）において、回転角を与えるジャッキに作用する力が零になる、あるいは逆向きになるといった大きな力の変動はないので、ホースの体積変化によるジャッキの変位は許容することにした。したがって、軸力変動中においては、回転角を与えるジャッキの油圧と試験体の復元力が釣り合った時のジャッキの力と試験体の回転角を測定することになる。

CBS-V-3-99、CBS-V-9-99 においては、初期軸力比($N/bD \sigma_B$)約 0.125 まで軸力を与えた後、強制回転角を与えた。その後、軸力比約 0.0625、0.375、0.4375 となる軸力へ強制変動させ、それぞれの軸力の下で強制回転角を与えた。軸力の変動は柱に作用させるせん断力が R C 柱の部材端部（危険断面）における累加強度に到達した後に行った。累加強度は、コンクリートを $k \sigma_B$ の圧縮強度の剛塑性体、鉄筋を σ_y の圧縮及び引張強度の剛塑性体とし、断面の平面保持を仮定して、累加則を用いて算出した。累加強度の詳細にについては後述する。 σ_B 及び σ_y は材料実験より得られた値で、 k の値は 1.0 とした。軸力変動回数は、CBS-V-3-99 では軸力増加が 2 回と減少が 1 回、CBS-V-9-99 では軸力増加が 5 回と減少が 4 回である。CBS-V-24-99 においては、初期軸力比約 0.30 まで軸力を与えた後、強制回転角を与えた。その後、軸力比約 0.15、0.45 となる軸力へ強制変動させるが、強制回転角は軸力比 0.30 の軸力下でのみ与えた。軸力の変動は柱に作用させるせん断力が柱の累加強度に到達する前及び到達した後に行った。軸力変動回数は、軸力の増加-減少-増加あるいは減少-増加-減少の 3 回

の変動を1セットとし、柱に作用させるせん断力の累加強度への到達前後にそれぞれ4セットずつ計24回の変動を与えた。CBS-C-99では、初期軸力比約0.30まで軸力を与えた後、一定軸力下で4サイクルの繰り返し強制回転角を与えた。CBS-V-3-99、CBS-V-9-99、CBS-V-24-99において、変動させる軸力の範囲は、通常時に柱に作用する軸力を軸力比0.25～0.30としたとき、500～700 galの大きめの上下方向加速度を想定し、上下方向それぞれに500～700 galの加速度に相当する軸力とした。

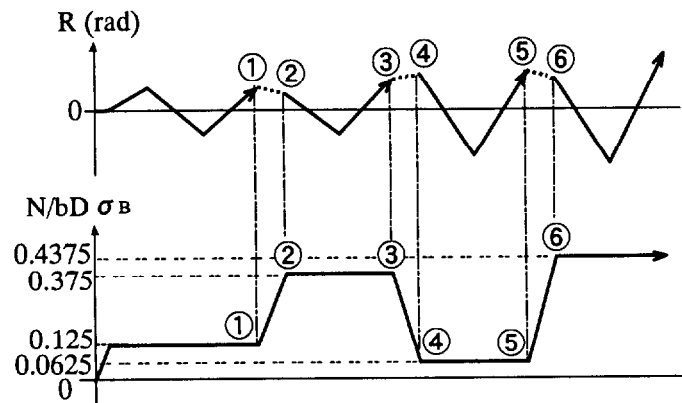


Fig.3-2 (a): Loading plan of CBS-V-3-99

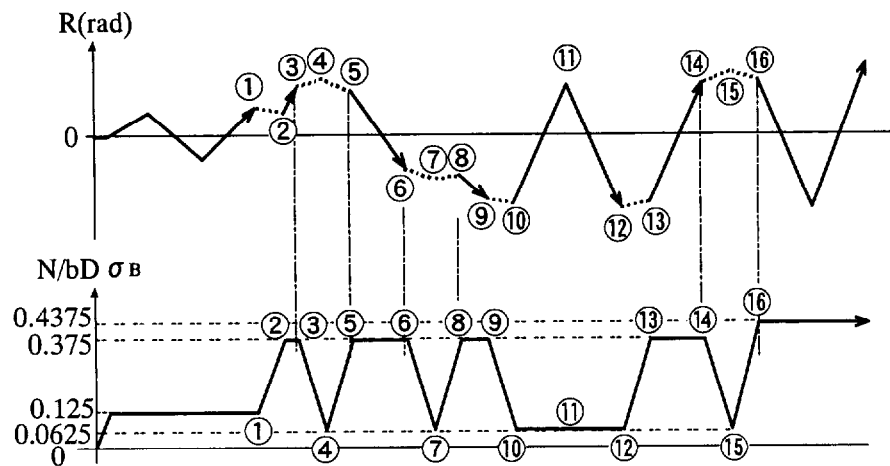


Fig.3-2 (b): Loading plan of CBS-V-9-99

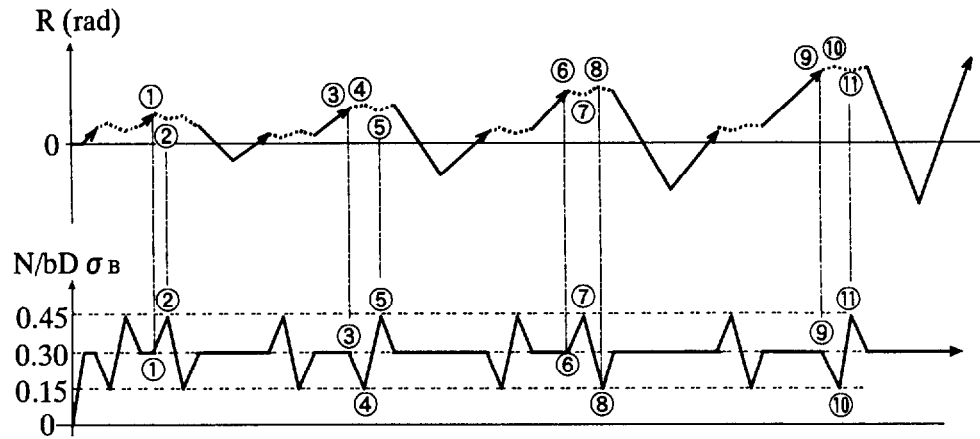


Fig.3-2 (c): Loading plan of CBS-V-24-99

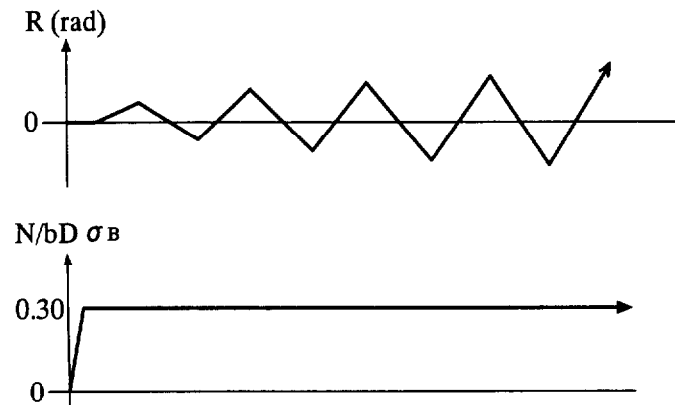


Fig.3-2 (d): Loading plan of CBS-C-99

3. 4 累加強度について

累加強度は、RC柱のような異種材料による複合断面の曲げ強度を求める場合によく用いられる。その方法は、各材料の応力-歪関係を剛塑性とし、各材料断面について独立に、断面の平面保持の仮定を用いてモーメント(M)-軸力(N)平面上に耐力曲線を考え、それぞれの材料断面に関して求めた耐力のあらゆる組み合わせのベクトル和を作り、M-N平面上にあらゆる和ベクトルの包絡線を描き、これを耐力曲線(累加強度曲線)とするものである。また、複合断面が2種の材料から構成される場合、各材料の応力-歪関係を剛塑性、複合断面全体で平面保持を仮定し、軸力の釣り合いから中立軸位置を決定して得られる曲げ強度曲線と、累加則を用いて得られる耐力曲線は一致することが文献 3.3)で証明されている。累加則の一般的な表現については文献 3.4)に記されている。

本章では、RC柱断面をコンクリート部分と鉄筋部分の2種の方法断面から成る複合断面と考えて累加強度曲線を求めている。Fig.3-3に示すように、コンクリートの長方形ストレスブロックの圧縮強度 $k\sigma_B$ を k の値で評価する場合、部材が圧縮曲げせん断力を受けると k 値が 1.0 以上となる^{3.5)}。本章では、累加強度に達する前に部材の耐力が最大となる事態を避けるため、 k 値を 1.0 とした。

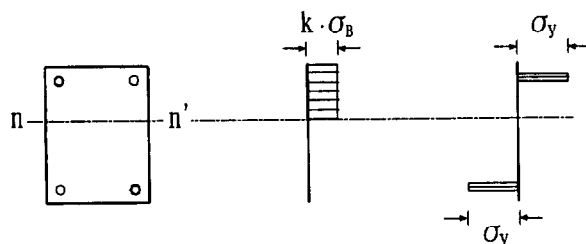


Fig.3-3: RC section

3. 5 実験結果

実験結果は、実験での装置座標系から Fig.3-4 (a)に示す直交座標系に変換した力と変位で評価する^{3.6)}。力はその成分をせん断力(Q_v)及び軸力(N_v)とし、変位はその成分を水平変位(δ_q)及び軸方向変位(δ_n)とする。Fig.3-5 (a)～(d)に、各試験体の実験結果を示す。軸方向変位及び軸力は圧縮側を正とする。図中の×印は、部材の耐力が急激に低下して、変位及び力のデータの測定が不可能となった点を示している。ここでの測定不可能とは、力及び変位の変化の速さに測定がついていけないことを意味している。 Q_v - N_v 図については×印までの実験結果を示している。Fig.3-5 の Q_v - N_v 図の破線は、“3. 3 加力計画”で記したRC柱危険断面での M - N_v 平面上の累加強度曲線を Q_v - N_v 平面上に変換したものである。コンクリートの圧縮強度には σ_B を用いた。累加強度曲線を M - N 平面上から Q_v - N_v 平面上に変換するとき、モーメント(M)をシアスパン($L/2$)で除した値をせん断力(Q_v)とした。 Q_v - N_v 図に示すように、CBS-V-3-99 と CBS-V-9-99 では4つの異なる軸力比において軸力を一定に保ちながら繰り返し水平変形を与え、軸力変動は柱に作用する力が累加強度曲線に到達した後に行った。CBS-V-24-99 では、1つの軸力比において軸力を一定に保ちながら繰り返し水平変形を与え、軸力変動は柱に作用する力が累加強度曲線に到達する前後の両方で行った。本章では、RC柱に作用する力が累加強度に到達することを降伏と定義する。 Q_v - N_v 図の累加強度曲線には P - Δ 効果が考慮されていないため、降伏条件として前述のようにして得た累加強度曲線を用

いる場合、Fig.3-4 (a)の直交座標系よりも(b)の部材座標系でせん断力を評価したほうが適当である。しかし、本章ではR C柱降伏後の軸力変動に着目しており、降伏条件付近で軸力を変動させるときのせん断力(Q_v)に対する P- Δ 効果、すなわち Fig.3-4 (a)の Q_v に対する Q_v と Fig.3-4 (b)の Q との差は最大で 1.8%程度である。したがって、本章で着目している範囲での P- Δ 効果の割合は小さいことと、直交座標系のほうが建物全体の変位を考える場合に有利であることを理由に、直交座標系の Q_v と N_v を評価するための降伏条件に前述のようにして得られた累加強度曲線を用いた。また、累加強度曲線を M-N 平面上から Q_v - N_v 平面上に変換するときに、モーメントをシアスパン($L/2$)で除した値をせん断力としており、軸方向変位を考慮していないが、部材長さ(L)に対する軸方向変位は本実験で最大 0.75%程度なので、 Q_v - N_v 平面上の累加強度曲線を求めるときには軸方向変位は無視した。

柱の降伏後の軸力減少と増加を比較すると、水平及び軸方向の変位の変動量は共に軸力減少の過程のほうが大きい結果となった。柱の降伏後の軸力減少で変位が大きく進むのは、柱の降伏状態が持続することで、塑性変位が大きくなるためだと考えられる。CBS-V-3-99 では軸力を減少させた後はせん断力を除荷したが、CBS-V-9-99 では軸力減少後に軸力を増加させ、その後軸力を一定に保ちながらせん断力を与えて水平変位をさらに進ませ、柱が再び降伏した後、軸力を減少させた。そのため、Fig.3-5 の δ_q - δ_n 図に示すように、CBS-V-3-99 よりも CBS-V-9-99 のほうが変位履歴の範囲は広がった。降伏後の軸力減少による塑性変位の増大は残留変位にも影響する。CBS-V-24-99 及び CBS-C-99 の Q_v - δ_q 図に示すように、せん断力を完全に除荷した時の残留水平変位は変動軸力を含む CBS-V-24-99 のほうが大きく、 δ_q - δ_n 図で CBS-V-24-99 の変位履歴はサイクルを重ねる度に右に移動している。また、CBS-V-24-99 と CBS-C-99 の Q_v - δ_q 図で耐力低下が大きくなる点のせん断力と水平変位について、せん断力はいずれの試験体も 7.5tf 程度で変動軸力による影響はなく、水平変位は CBS-V-24-99 で 9.7cm、CBS-C-99 で 8.0cm 程度で変動軸力による影響と言えるほどの大きな差ではなかった。

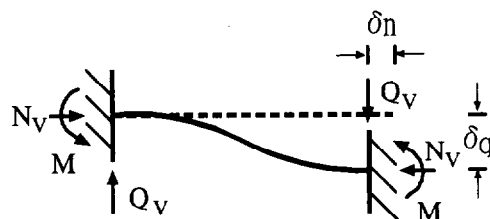


Fig.3-4 (a): Vertical coordinate

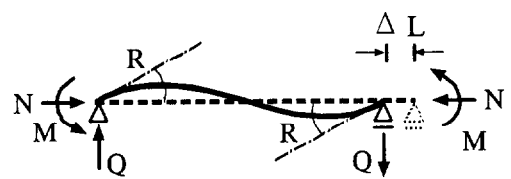


Fig.3-4 (b): Member coordinate

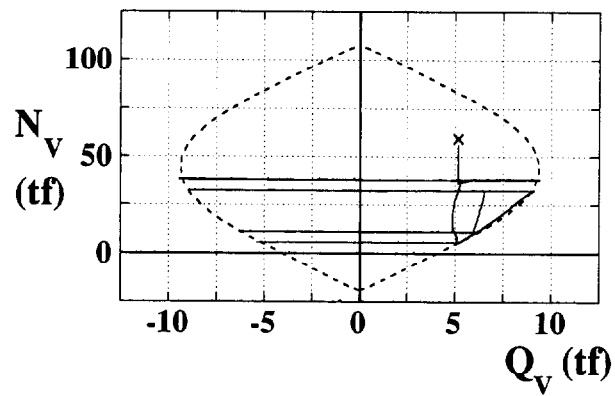
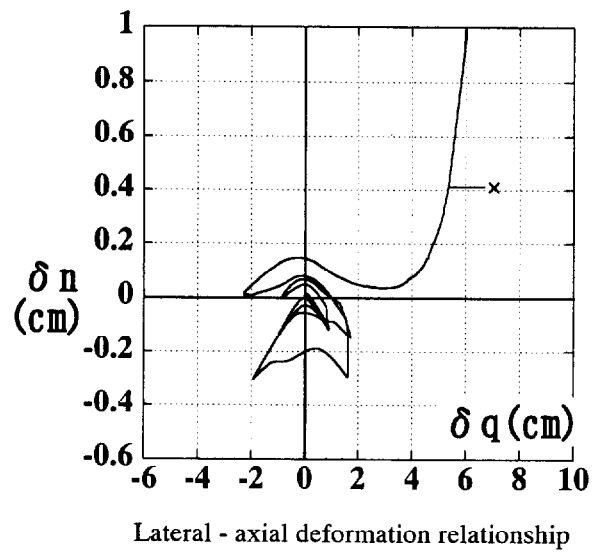
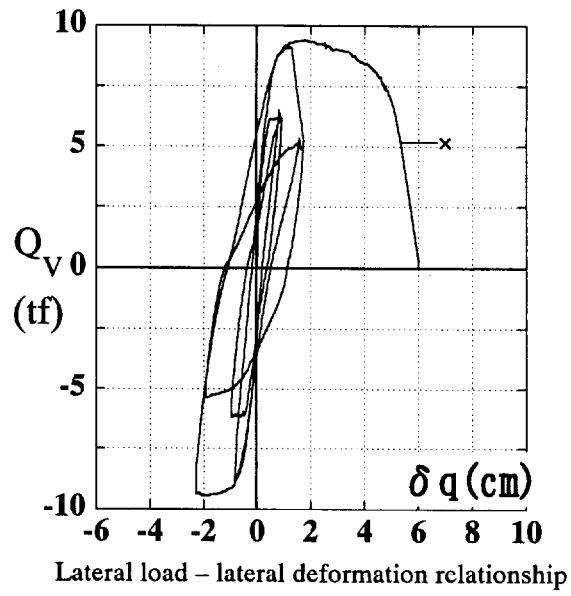
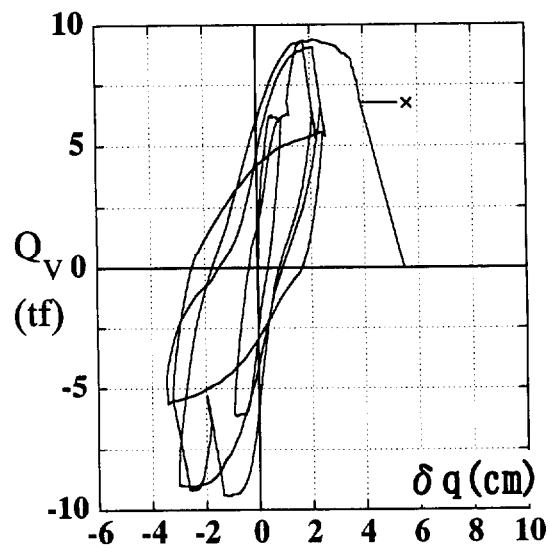
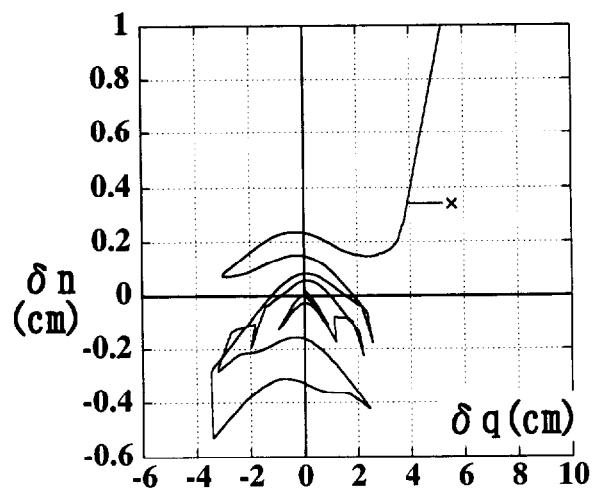


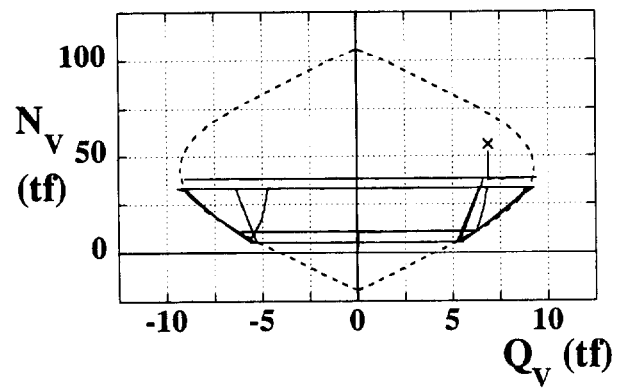
Fig.3-5 (a): Test result of CBS-V-3-99



Lateral load – lateral deformation relationship

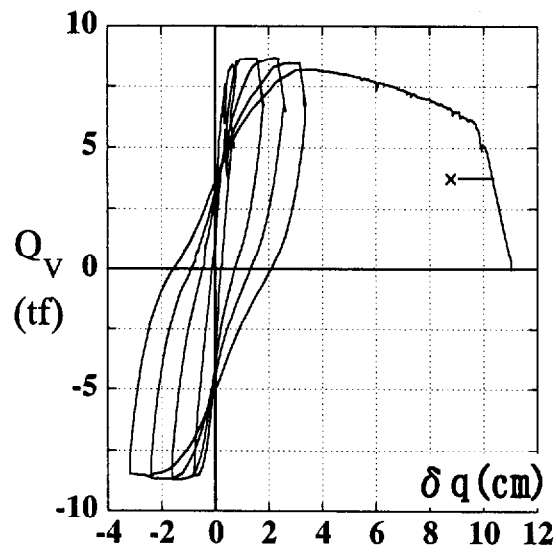


Lateral - axial deformation relationship

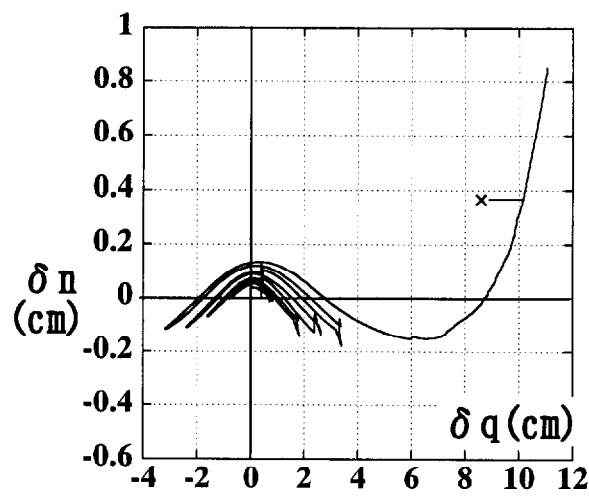


Lateral – axial load relationship

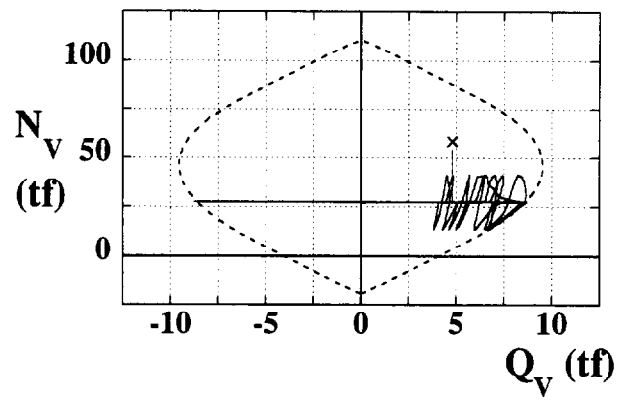
Fig.3-5 (b): Test result of CBS-V-9-99



Lateral load – lateral deformation relationship

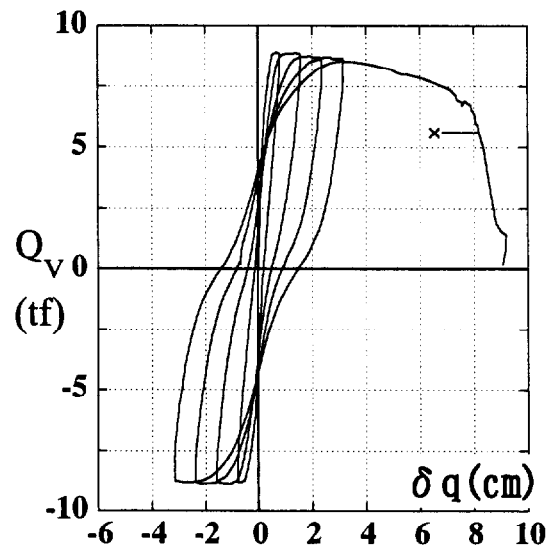


Lateral - axial deformation relationship

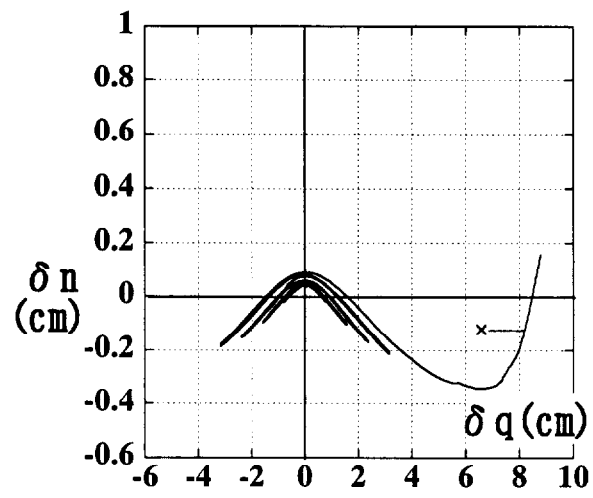


Lateral – axial load relationship

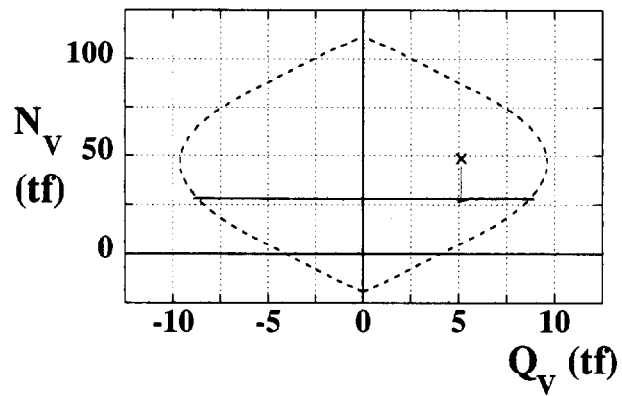
Fig.3-5 (c): Test result of CBS-V-24-99



Lateral load – lateral deformation relationship



Lateral - axial deformation relationship



Lateral – axial load relationship

Fig.3-5 (d): Test result of CBS-C-99

3. 6 軸力変動中の力及び変位の挙動

軸力減少と軸力増加の過程の力及び変位の挙動について考察する。Fig.3-6 (a)～(c)は、Fig.3-5 の実験結果での軸力変動の過程を拡大したものである。それぞれの試験体について、上側に水平変位-軸方向変位関係、下側にせん断力-軸力関係を示している。図中の破線は累加強度曲線、番号は Fig.3-2 の番号と一致している。図中の○と△印については後述する。

3. 6. 1 軸力減少の過程

柱の降伏状態で軸力を減少させると、軸方向変位は減少し、力は累加強度曲線に沿って移動した。水平変位は、正の場合は増加、負の場合は減少した。この過程は、図中の CBS-V-3-99: ③→④、CBS-V-24-99:③→④、⑨→⑩、CBS-V-9-99:③→④、⑥→⑦、⑨→⑩、⑭→⑮であり、試験体や軸力の変動時期に関わらず、同様な挙動が見られた。この場合の変位増分の方
向は負荷の方向^{3.7)}と考えられ、力が累加強度曲線上を移動することから、試験体は降伏状態を持続していると言える。水平変位、軸方向変位、せん断力、軸力の4成分のうち、軸力のみを制御したにも関わらず、比較的安定した変位及び力の挙動を示したのは、柱が降伏状態を持続したためと考えられる。

3. 6. 2 軸力増加の過程

柱の降伏状態で軸力を増加させた場合、軸方向変位は増加するが、水平変位とせん断力の応答は次の3つのケースに分けられる。せん断力及び水平変位が正の場合に、水平変位が減少してせん断力が増加するケース(case 1)、水平変位が減少してせん断力も減少するケース(case 2)、水平変位が増加してせん断力が減少するケース(case 3)の3つである。せん断力及び水平変位が負の場合は case 1、2、3 でのせん断力及び水平変位の増加と減少が逆となる。case 1 の過程は Fig.3-6 の CBS-V-3-99:①→②、CBS-V-9-99:①→②、④→⑤、⑦→⑧、⑮→⑯で、case 2 は CBS-V-24-99:①→②である。case 1 及び case 2 では水平変位が正の場合は減少、負の場合は増加しているが、これは軸力を増加させることでRC柱の水平方向の剛性が高くなることが原因と考えられる。せん断力の増減に関しては、次のように考えられる。Fig.3-7 は平面保持を仮定した部材端部断面の歪分布を示しており、破線が軸力増加前で実線が軸力増加後とする。case 1 では軸方向変位が負の値なので(a)のような状態と仮定でき、コンクリートは引張応力をほとんど負担しないため、増加した軸力は断面の重心(g)に対して圧縮側で

主に負担し、断面のモーメントが増加するので、せん断力も増加する。case 2 では軸方向変位がほぼ零(CBS-V-24-99:①)なので(b)のような状態と仮定でき、断面の重心に対して引張側における増加した軸力の負担分は case 1 よりも明らかに大きいので、断面のモーメントが減少して、せん断力が減少することが考えられる。case 3 の過程は Fig.3-6 の CBS-V-3-99:⑤→⑥、CBS-V-24-99:⑥→⑦、CBS-V-9-99:⑫→⑬である。case 3 の過程では、CBS-V-24-99:⑥→⑦では水平変位が増加、CBS-V-9-99:⑫→⑬では水平変位が減少、CBS-V-3-99:⑤→⑥では前半において水平変位が増加した。これらの過程では、 Q_V - N_V 図に示すように、力の挙動が不安定である。CBS-V-3-99:⑤→⑥と CBS-V-9-99:⑫→⑬では、case 1 及び 2 と比べて軸方向変位の増加が大きいので、部材端部のコンクリートの劣化が進んでいるものと思われる。CBS-V-24-99:⑥→⑦では、部材端部の劣化の程度は判断し難い。全ての軸力増加の過程に言えることだが、水平変位、軸方向変位、せん断力、軸力の 4 成分のうち、軸力のみを制御したことが力及び変位の挙動を不安定にさせる原因と考えられ、CBS-V-24-99:⑥→⑦はそれが顕著に現れた過程の一つと言える。以上により、case 1 及び 2 での変位増分の方向は除荷の方向^{3,7)}と考えられ、力は累加強度曲線の内側に移動した。case 3 では、部材端部のコンクリートの劣化や軸力変動の過程における加力制御方法が原因で、力及び変位の挙動が不安定なものとなったので、case 3 のデータは対象から外した。

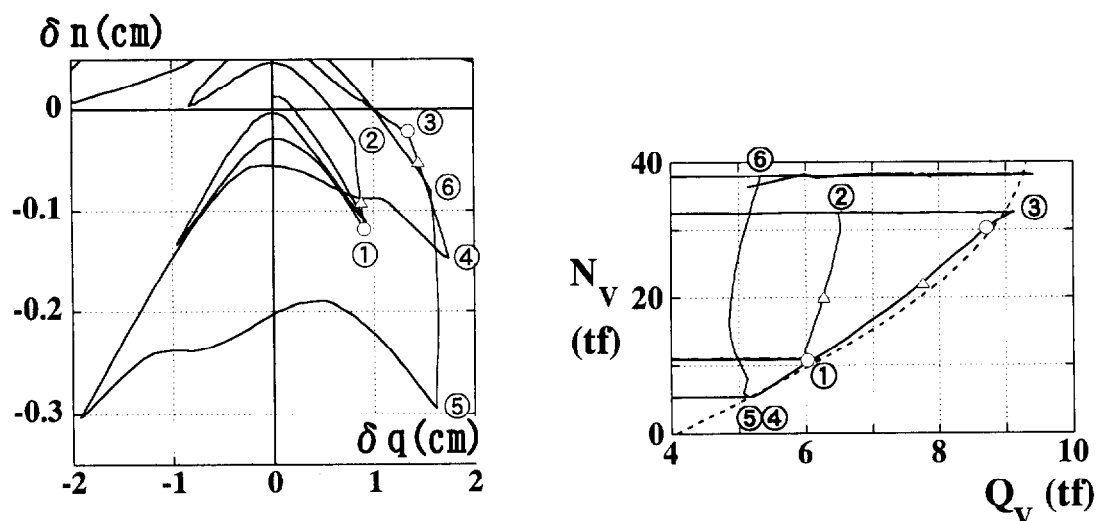


Fig.3-6 (a): Test result during varying axial force of CBS-V-3-99

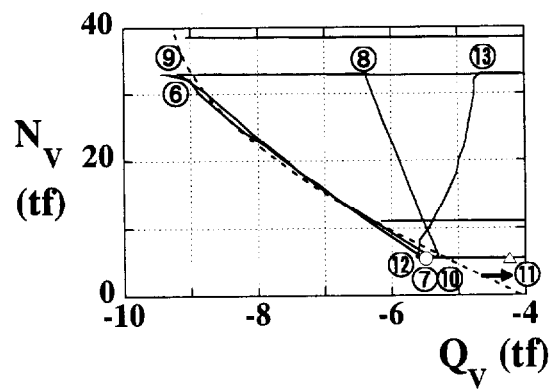
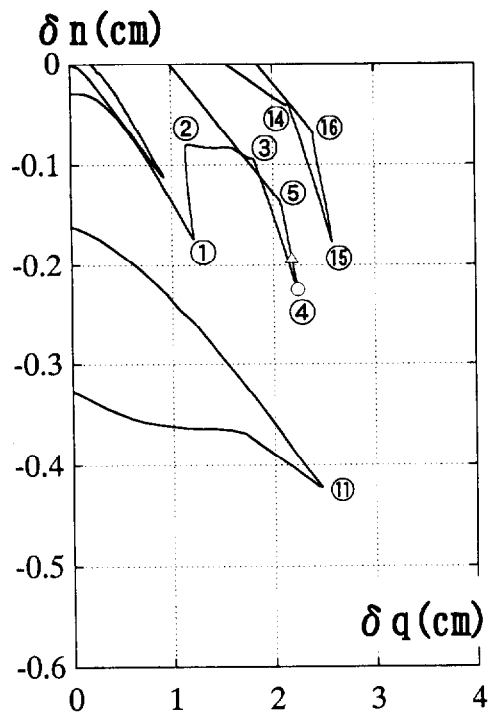
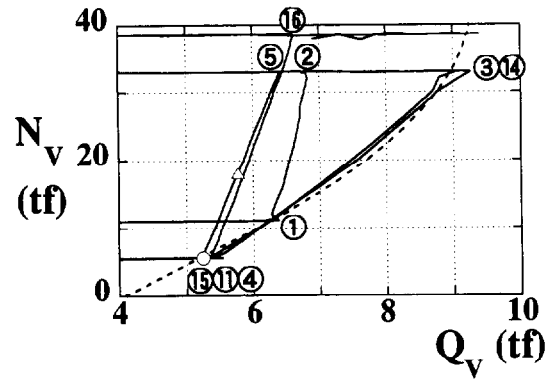
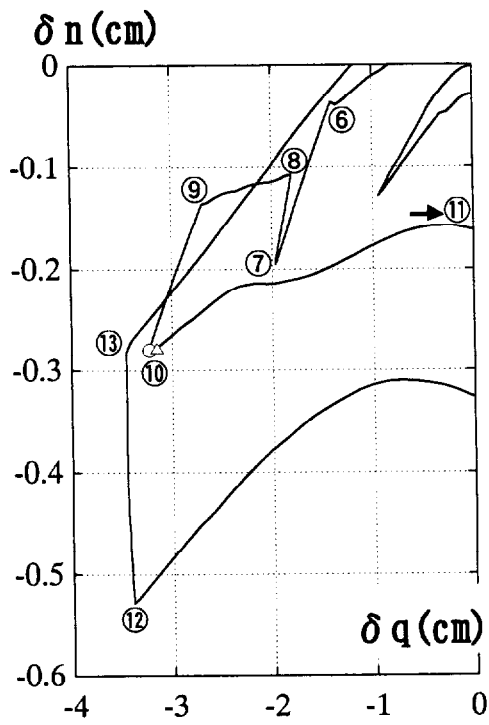


Fig.3-6 (b): Test result during varying axial force of CBS-V-9-99

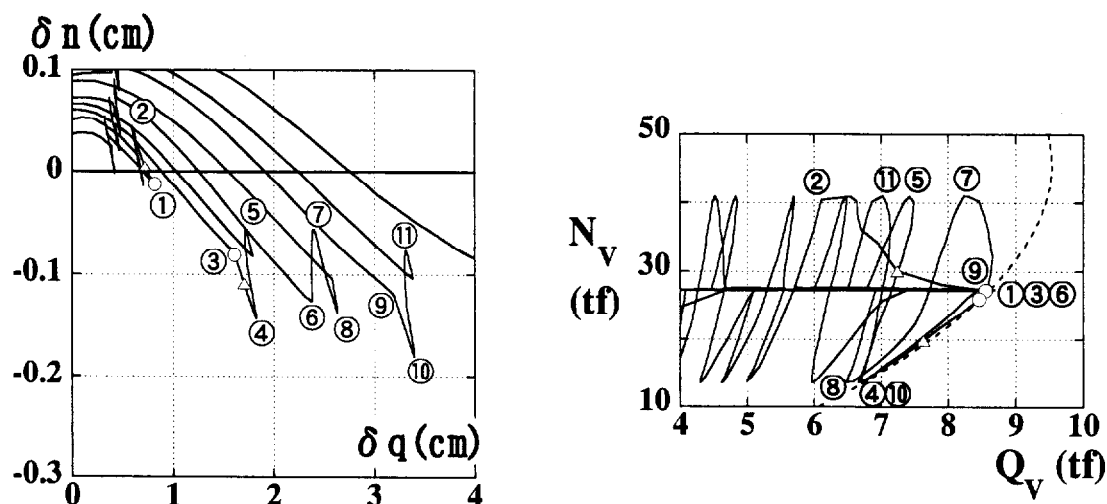


Fig.3-6 (c): Test result during varying axial force of CBS-V-24-99

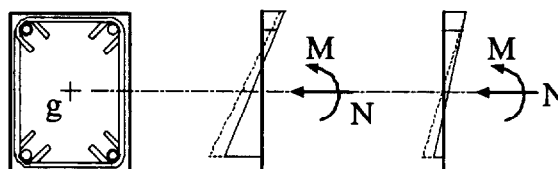


Fig.3-7: Strain distribution of column section

3. 7 塑性論との類似性

実験結果と塑性論との類似性について検討する。柱の降伏後の負荷については流れ法則、降伏後の除荷については弾性の仮定に基づいた力の挙動と実験結果を比較する。実験データは、負荷についてはFig.3-6に示した降伏後の軸力減少の過程全てを、除荷についてはcase 1、2の過程と降伏後に軸力を一定に保ったまません断力を除荷させた過程を対象とする。

3. 7. 1 降伏後の負荷

Fig.3-8 に降伏後の負荷の力増分($\{dP\}_{exp}$)及び変位増分($\{d\delta\}_{exp}$)の実験値、塑性論に基づいて算出した弾性変位増分($\{d\delta^e\}_{cal}$)及び塑性変位増分($\{d\delta^p\}$)の計算値をベクトルで示す。 $\{dP\}_{exp}$ と $\{d\delta\}_{exp}$ は Fig.3-6 の○印から△印までを直線で結んだものである。 $\{d\delta^e\}_{cal}$ は、塑性論に従い、 $\{dP\}_{exp}$ と柱の初期弾性剛性($[E_i]$)より算出した。Fig.3-8 (b)に示す初期弾性剛

性は、コンクリートと鉄筋のヤング係数及び鉄筋コンクリート構造計算規準^{3.1)}に従って計算した等価断面積と等価断面二次モーメントを用いて算出した。水平方向の剛性は、曲げ変形とせん断変形を考慮した、軸力(N_V)が作用しない状態でせん断力(Q_V)を作用させる時の弾性剛性である。軸力方向の剛性は、せん断力(Q_V)が作用しない状態で柱を圧縮する時の弾性剛性である。コンクリートのヤング係数には、シリンダー圧縮試験から得られた応力-歪曲線の1/3割線弾性係数である $2.50 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ 、鉄筋のヤング係数には材料の引張試験より得られた $1.75 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ を用いた。 $\{d\delta^P\}$ は $\{d\delta\}_{\text{exp}}$ から $\{d\delta^e\}_{\text{cal}}$ を差し引いて算出し、Fig.3-8に一点鎖線で表した。Fig.3-8は力の座標平面に変形の座標平面を重ねたもので、3つの変位増分ベクトルの始点は力増分ベクトルの始点に重なっている。流れ法則は塑性論の1つの概念であり、これに従うと塑性変位増分の方法は降伏曲線の法線方向となる。ここでは、図中の破線の累加強度曲線を降伏曲線と考える。Fig.3-8に示すように、 $\{d\delta^P\}$ の方向は、降伏曲線とほぼ垂直であり、Fig.3-8に示した降伏後の軸力減少過程全てにおいて同様な結果が得られた。したがって、降伏曲線に力が到達した後、軸力が減少、変位が負荷の方向となる場合、力と変位の実験データ及び初期弾性剛性の理論値より得られた塑性変位増分の向きはほぼ降伏曲線の法線方向である点で流れ法則と類似する。

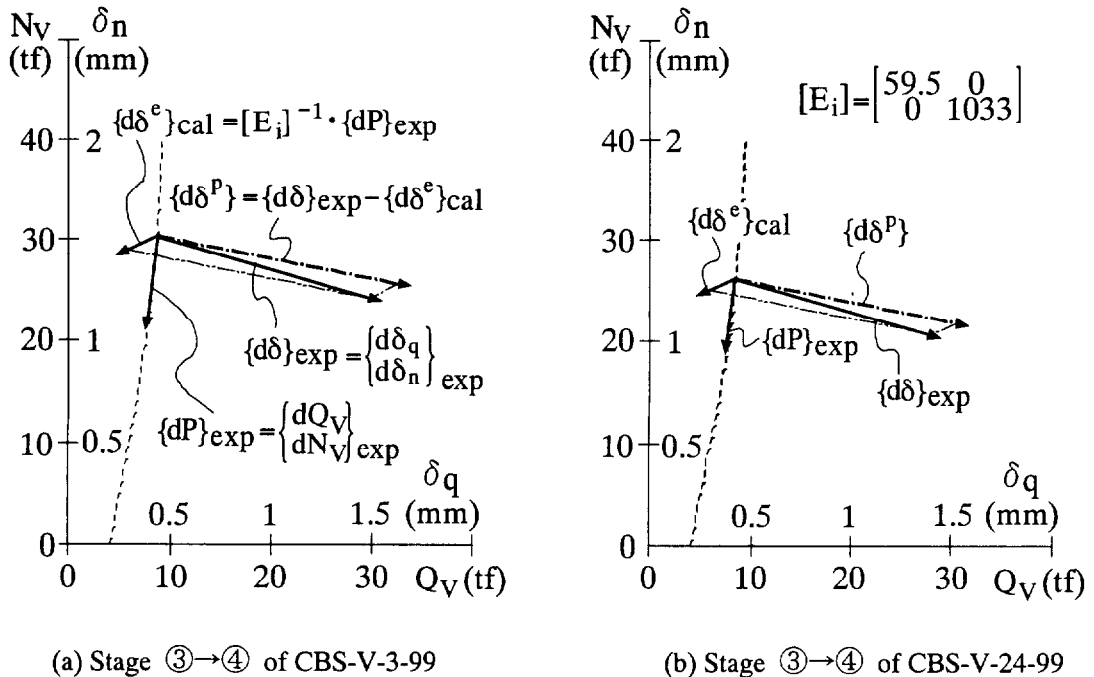
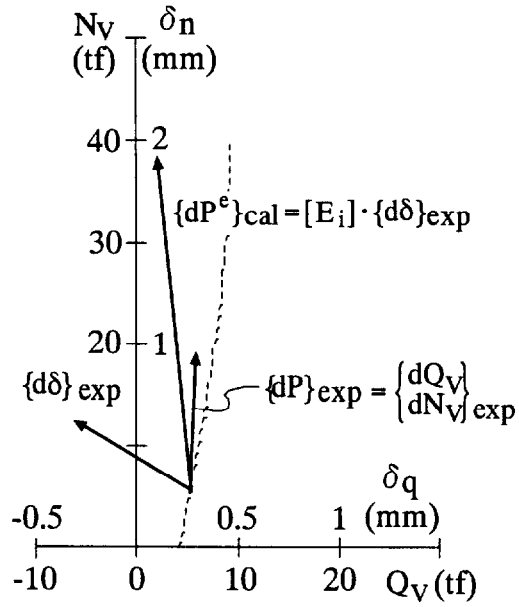


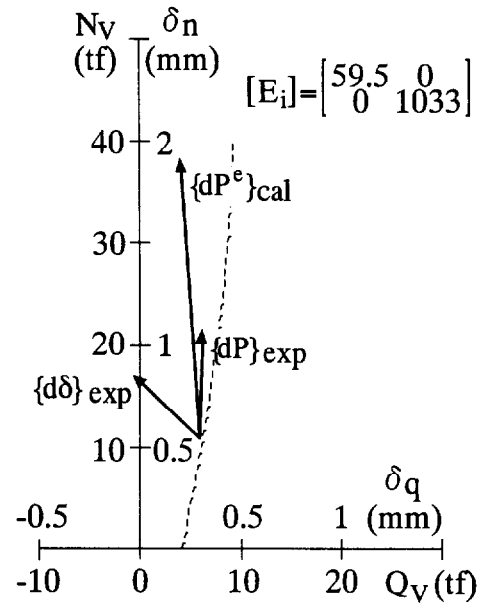
Fig.3-8: Stress and deformation increment vectors on loading stage

3. 7. 2 降伏後の除荷

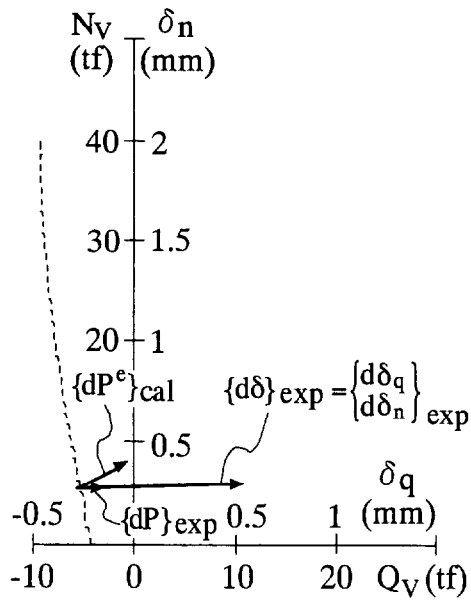
Fig.3-9 に降伏後の除荷の力増分($\{dP\}_{exp}$)及び変位増分($\{d\delta\}_{exp}$)の実験値、弾性の仮定に基づいた力増分($\{dP^e\}_{cal}$)の計算値をベクトルで示す。 $\{dP^e\}_{cal}$ は、 $\{d\delta\}_{exp}$ が弾性変位増分と等しいと仮定し、 $\{d\delta\}_{exp}$ と柱の初期弾性剛性の理論値より算出した。Fig.3-9 の(a) (b)図は case 1、(c)図は降伏後に軸力を一定に保ったまません断力を除荷させた過程のものであるが、 $\{dP^e\}_{cal}$ と $\{dP\}_{exp}$ を比較すると、ベクトルの大きさ及び方向ともに大きく異なる。一定軸力下で繰り返し载荷を行った CBS-C-99 の除荷では Fig.3-9 の(c)図と同じ傾向が見られた。case 2 のものを示した Fig.3-9 の(d)図では、 $\{dP^e\}_{cal}$ と $\{dP\}_{exp}$ を比較すると、ベクトルの大きさは異なるが方向はほぼ一致している。“3. 6. 2 軸力増加の過程”でも述べたように、case 2 では水平変位及びせん断力が共に減少しており、軸方向変位が零から正の方向へ変化した点が Fig.3-9 の(a)(b)(c)図の場合と異なる。しかし、一定軸力下で曲げせん断力を与えて柱を降伏させた時の軸方向変位は、高軸力でない限り負（引張）の値であり、除荷での軸方向変位増分は必ずしも増加する方向とは限らないので、case 2 のように弾性を仮定した力増分ベクトルと実験値のベクトルの向きがほぼ一致するのは、軸力比 0~0.5 の範囲では非常に稀なケースである。したがって、RC 柱の降伏後の除荷では変位増分を弾性と仮定できないと言える。この原因は、RC 柱の除荷ではコンクリートに生じたひび割れが閉じる過程が存在し、ひび割れが閉じることで生じる歪に対して応力は発生しないので、除荷での変形には弾性ではない変形も含まれるからである。RC 柱の除荷において、軸方向に関する軸を含む多軸復元力特性を塑性論に基づいて定式化する場合、この弾性でない変形の評価が課題となる。



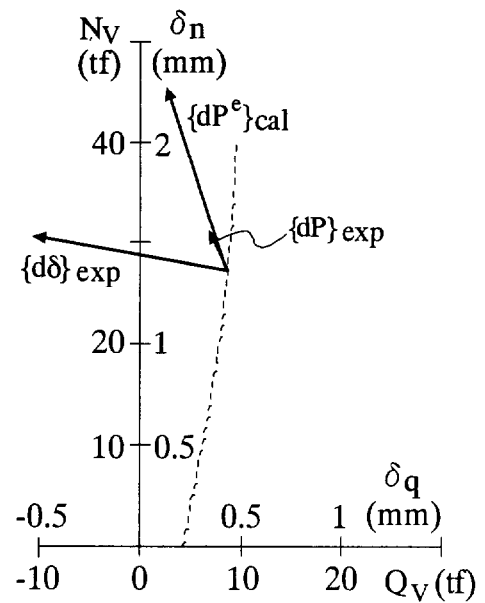
(a) Stage ④→⑤ of CBS-V-9-99



(b) Stage ①→② of CBS-V-3-99



(c) Stage ⑩→⑪ of CBS-V-9-99



(d) Stage ①→② of CBS-V-24-99

Fig.3-9: Stress and deformation increment vectors on unloading stage

3. 8 剛性評価

CBS-V-3-99、CBS-V-9-99、CBS-V-24-99、の実験結果より、部材降伏後の負荷において、塑性変形の方法が流れ法則と類似することを示したので、塑性変形量を把握するために、部材降伏後の負荷における弾性剛性について検討する。また、一定軸力下での繰り返し曲げせん断力を与えた CBS-C-99 の実験結果を基に、部材降伏後の除荷剛性について考察する。

3. 8. 1 負荷における二次元復元力特性の弾性剛性

RC 柱が降伏した後の負荷では、塑性変位増分の方法がほぼ降伏曲線の法線方向である点で流れ法則と類似することを示した。塑性論を用いて多軸復元力特性を定式化する場合、剛性の評価が問題となる。ここでは、降伏後の負荷の過程において二次元復元力特性を完全塑性と仮定する場合の弾性剛性を、降伏後の軸力減少過程の実験結果を基に検討する。二次元復元力特性を硬化の含まない完全塑性と仮定したのは、実験結果において、降伏後の軸力減少過程での力は降伏曲線に沿って減少し、降伏曲線の外側には移動しなかったからである。

対象となるデータは、降伏後の軸力減少の過程で、CBS-V-3-99:③→④、CBS-V-9-99:③→④、⑥→⑦、⑨→⑩、⑭→⑮、CBS-V-24-99:③→④、⑨→⑩であり、これらの過程における全てのステップから、力及び変位の挙動が不安定だった軸力減少開始直後のステップを除いたものである。二次元復元力特性の定式化に用いる、塑性論の基本式を以下に示す^{3.7) 3.8)}。

$$\{d\delta^p\} = d\lambda \cdot \left\{ \frac{\partial F}{\partial P} \right\}, \quad (d\lambda \geq 0) \quad (\text{流れ法則}) \quad (3.1)$$

$$\{d\delta\} = \{d\delta^e\} + \{d\delta^p\} \quad (3.2)$$

$$\{dP\} = [E] \cdot \{d\delta^e\}, \quad [E] = \gamma_{II} \cdot [E_i] \quad (3.3)$$

$$\{dP\} \cdot \{d\delta^p\} = 0 \quad (3.4)$$

弾性剛性([E])は初期弾性剛性([E_i])に弾性剛性低下率(γ_{II})を乗じたものとした。[E_i]は Fig.3-8 (b)に示すものと同じである。降伏曲線 F は RC 柱の累加強度曲線とした。累加強度曲線は、“3. 3 加力計画”で記した RC 柱危険断面での M-N 平面上の累加強度曲線を Q_v-N_v 平面上に変換したものであるが、コンクリートの降伏強度 $k\sigma_B$ には、降伏後の負荷において対象となる実験データの最初のステップでの力点が降伏曲線上にあるように k 値を決定した時の強度を用いた。累加強度曲線を M-N 平面上から Q_v-N_v 平面上に変換するとき、モーメント(M)をシアスパン(L/2)で除した値をせん断力(Q_v)としている。 $\{d\delta\}$ 、 $\{d\delta^e\}$ 、 $\{d\delta$

$\{d\delta\}$, $\{dP\}$ はそれぞれ変位増分、弾性変位増分、塑性変位増分、力増分のベクトルである。

まず、(3.1)～(3.4)式より $d\lambda$ が次式となる。

$$d\lambda = \frac{\{\partial F / \partial P\}^T \cdot [E_i] \cdot \{d\delta\}}{\{\partial F / \partial P\}^T \cdot [E_i] \cdot \{\partial f / \partial P\}} \quad (3.5)$$

次に、(3.1)～(3.3)式より次式を得る。

$$\{dP\} = \gamma_{II} \cdot [E_i] \cdot \{\{d\delta\} - d\lambda \cdot \{\partial F / \partial P\}\} \quad (3.6)$$

(3.6)式の $\{d\delta\}$ に実験値 $\{d\delta\}_{exp}$ を、 $d\lambda$ に(3.5)式を代入して得られる力増分ベクトルを $\{dP\}_{cal}$ とし、力増分の実験値 $\{dP\}_{exp}$ と $\{dP\}_{cal}$ の大きさが同じになるような γ_{II} を各ステップにおいて算出した。各ステップで生じる計算値の誤差は降伏曲線の中心に向かうベクトルによって補正し、力点が常に降伏曲線上にあるようにした。その結果、Fig.3-10 の左図に示すように実験結果と計算値は一致する。Fig.3-10 の右図に算出した γ_{II} と軸力(N_v)の関係を示す。 γ_{II} は、力が降伏曲線に沿って軸力が減少する方向へ移動するにつれて増加する傾向がある。軸力が約 30tf から 5tf、軸力比で約 0.35 から 0.065 程度まで減少すると、 γ_{II} は約 0.35 から 0.6 程度まで増加した。塑性論に基づいた RC 部材の多次元復元力特性定式化を行う時に初期弾性剛性を用いる場合、降伏曲線に沿って軸力が減少する方向へ力が移動すると、弾性剛性が大きくなることを考慮する必要がある。

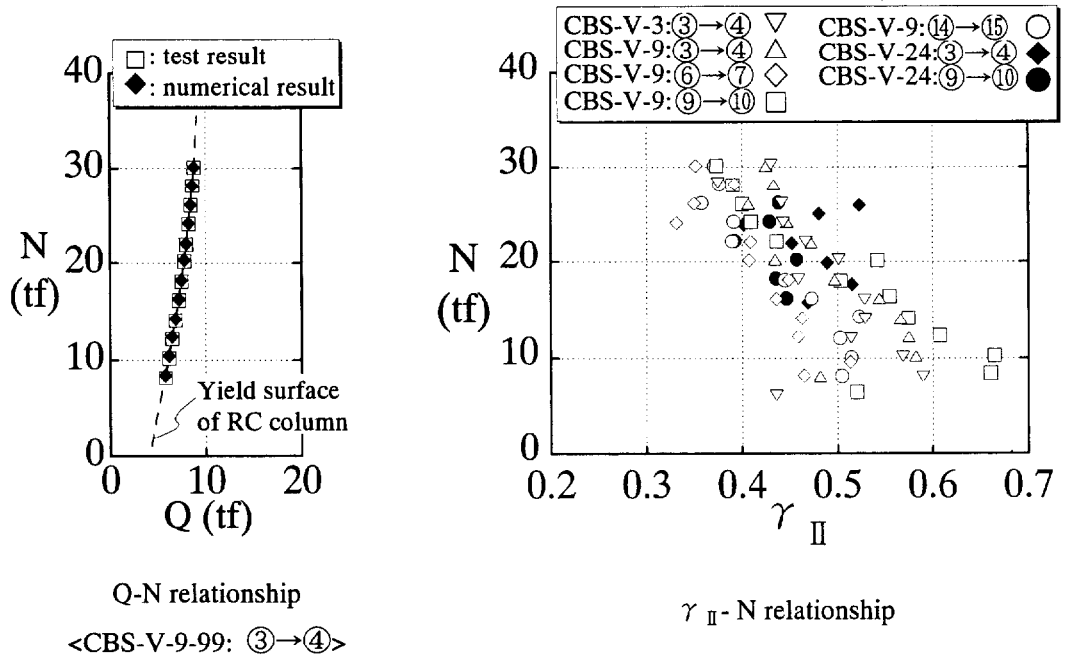


Fig.3-10: Rigidity degradation on loading stage

3. 8. 2 水平一方向復元力特性の除荷剛性

軸力に関する軸を含まない二軸曲げ問題では、一軸復元力特性がモデル化できれば、それを二軸に拡張する方法を採ることができる。繰り返し载荷における一軸復元力特性のモデル化では、降伏後の除荷における剛性低下の評価が一つの課題である。ここでは、一定軸力下で水平方向の繰り返し载荷を行った CBS-C-99 の実験結果を基に、水平一方向復元力特性について、降伏後の除荷剛性を検討する。除荷剛性の評価は、弾性剛性に対する実験結果から得られる除荷剛性の低下率 γ_I を用いて行う。弾性剛性は最大せん断力の実験値に対する 1/3 割線弾性係数で、除荷剛性の実験値は各ステップのせん断力増分を水平変位増分で除したものである。1/3 割線弾性係数に低下率 γ_I を乗じたものが、除荷剛性の実験値と一致するように γ_I を算出した。Fig.3-11 に水平変位(δ_q)-除荷剛性低下率(γ_I)の関係を示す。Fig.3-11 には、降伏後の除荷開始から逆方向の再負荷に転じるまでの各ステップの γ_I を各サイクルについて示している。このうち、力の挙動が不安定であった除荷開始直後のステップは除いている。Fig.3-11 の実線は、せん断力が 7、5、3、1tf のときの γ_I を実験結果より算出し、それぞれのせん断力における γ_I 値を結んだものである。それぞれサイクルにおいて、 γ_I は水平変位が減少するにつれて減少している。せん断力が 7、5、3、1tf のときの γ_I 値を結んだ 4 つの実線は、サイクルを重ねて水平変位が増加するにつれて減少し、次第に一定の値となる傾向を示している。

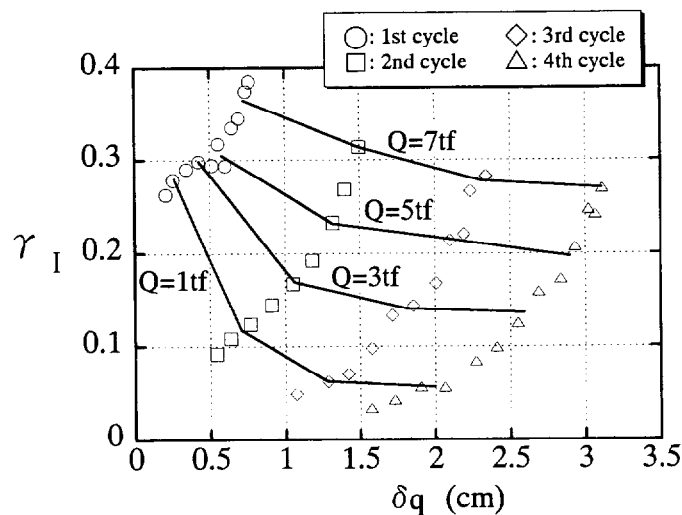


Fig.3-11: Rigidity degradation on unloading stage

3. 9 まとめ

RC 柱に変動軸力と繰り返し曲げせん断力を作用させる実験を、高軸力及び引張軸力を除いた軸力比 0~0.5 の範囲で行った。実験中、軸力の増加あるいは減少の過程では軸力のみを制御し、せん断力、水平変位及び軸方向変位は制御しなかった。実験結果を基に塑性論との類似性及び剛性評価について検討し、本実験の範囲で以下の結論を得た。なお、力はその成分をせん断力及び軸力とし、変位はその成分を水平変位及び軸方向変位とする。RC 柱の累加強度曲線を降伏曲線と仮定する。

- (1) 降伏曲線に力が到達した後、軸力が減少、変位が負荷の方向となる場合、力が降伏曲線に沿って移動し、力と変位の実験データ及び初期弾性剛性の理論値より得られた塑性変位増分の向きはほぼ降伏曲線の法線方向である点で流れ法則と類似する。
- (2) 降伏曲線に力が到達した後、軸力が増加、変位が除荷の方向となる場合、力は降伏曲線の内側に移動するが、変位増分を弾性と仮定し、変位増分の実験データ及び初期弾性剛性の理論値より得られた力増分は、大きさ及び方向ともに実験結果と大きく異なる。
- (3) 塑性論に基づいた RC 部材の多次元復元力特性定式化を行う時に、弾性剛性を初期弾性剛性の理論値に弾性剛性低下率を乗じたものとする場合、降伏曲線に沿って軸力が減少する方向へ力が移動すると弾性剛性が大きくなることを考慮する必要がある。
- (4) 一定軸力下で繰り返し水平変位を与えた RC 柱の一次元復元力特性において、最大せん断力の実験値に対する $1/3$ 割線弾性係数に除荷剛性低下率を乗じた値が除荷剛性の実験値と一致するように除荷剛性低下率を算出した場合、各サイクルにおける同じせん断力での除荷剛性低下率は、サイクルを重ねて水平変位が増加するにつれて減少するが次第に一定となる傾向を示した。

第4章 負荷曲面の提案

第4章 負荷曲面の提案

4. 1 目的

引張応力は負担せず、圧縮歪領域では最大経験歪で降伏応力を負担する材料特性を持つ長方形断面モデルを対象にして、一定軸力下での復元力特性を塑性論に基づいて定式化できるように、負荷曲面を提案し、負荷曲面の移動硬化法則を決定する。

まず、断面モデルの変形増分方向を求め、それが負荷曲面の法線方向と一致するように負荷曲面と負荷曲面の移動法則を仮定する。これは、除荷時における断面モデルの軸方向歪が圧縮方向へ進むこと^{4.1)}を表現するためである。断面モデルは、弾性域を持っていないため、変形増分が塑性変形増分に等しいとすると、塑性変形増分方向と負荷曲面の法線方向が一致すれば、負荷曲面を塑性ポテンシャルと仮定し、流れ法則等の塑性論の概念を用いた復元力特性定式化が可能となる。次に、断面モデルの力増分－変形増分関係を用いて、硬化乗数を決定する。この長方形断面の材料特性は、コンクリートの応力－歪関係を簡単にモデル化したものとも言える。

4. 2 断面モデルの力増分－変形増分関係

Fig.4-1 に示すような長方形断面モデルを考え、この断面に軸力と曲げモーメントを作用させる^{4.1)}。 M_x 、 N_0 、 ϕ_x 、及び ε_0 は、それぞれ曲げモーメント、軸力、曲率、及び軸方向歪である。Fig.4-2 に示すように断面モデルは、引張応力を負担せず、圧縮歪領域では最大経験歪で降伏応力 σ_B を負担する材料特性を持つものとする。材料特性は、コンクリートの応力－歪関係を簡単にモデル化したものとも言える。

この断面に、軸力一定の条件で繰り返し回転変形を与える。Fig.4-3 (a)は任意の瞬間の曲率と歪を示したものである。断面の初期歪をY軸上($Z=0$)に取り、曲線は最大経験歪を表している。 η は軸力比($N_0/bD\sigma_B$)、 ηD は断面での応力負担部分である。Fig.4-3 (a)は、応力負担部分 ηD が断面の上端から下端まで移動する過程中(ϕ_x 減少の過程)のある瞬間を示しており、 y' はその瞬間における応力負担部分の下端のY座標である。 $\phi_{x'}$ は y' での最大経験歪曲線の接線の曲率である。Fig.4-3 (a)の状態から微小回転変形増分 $d\phi_x$ を与えると

Fig.4-3 (b)の状態になり、応力負担部分 ηD は微小量 ds ($ds>0$) だけ移動する。この時の曲率増分 $d\phi_x$ 、曲げモーメント増分 dM_x 、及び軸方向歪増分 $d\varepsilon_o$ は以下の式で表せる。

$$d\phi_x = \frac{(\eta \cdot D - ds) \cdot \phi_x + ds \cdot \phi_x'}{\eta \cdot D} - \phi_x \quad (4.1)$$

$$dM_x = \left(\frac{M_x}{N_o} \mp ds \right) \cdot N_o - M_x \quad (4.2)$$

$$d\varepsilon_o = -\left(\frac{M_x}{N_o} \pm \frac{\eta \cdot D}{2} - ds \right) \cdot d\phi_x \quad (4.3)$$

式中の正負符号は、 $d\phi_x < 0$ の場合を上側、 $d\phi_x > 0$ の場合を下側に記している。軸力は $N_o = b \eta D \sigma_B$ で一定なので、(4.1) (4.2) 式より、

$$dM_x = \pm \frac{N_o^2}{b \cdot \sigma_B \cdot (\phi_x - \phi_x')} \cdot d\phi_x \quad (4.4)$$

が得られ、微小量の2乗を $ds \cdot d\phi_x = 0$ で近似すると、(4.3)式は、

$$d\varepsilon_o = \left(-\frac{M_x}{N_o} \mp \frac{N_o}{2 \cdot b \cdot \sigma_B} \right) \cdot d\phi_x \quad (4.5)$$

となる。(4.5)式より変形増分ベクトル $(d\phi_x, d\varepsilon_o)^T$ は次式となる。

$$\begin{Bmatrix} d\phi_x \\ d\varepsilon_o \end{Bmatrix} = d\phi_x \begin{pmatrix} 1, -\frac{M_x}{N_o} \mp \frac{N_o}{2 \cdot b \cdot \sigma_B} \end{pmatrix}^T \quad (4.6)$$

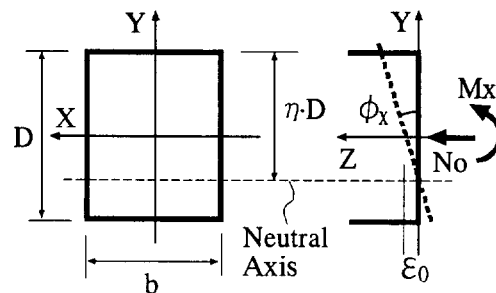


Fig.4-1: Dimension of section model

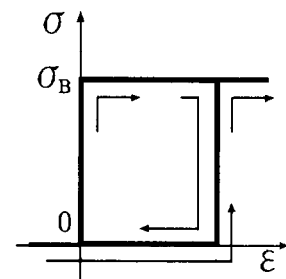


Fig.4-2: Material property

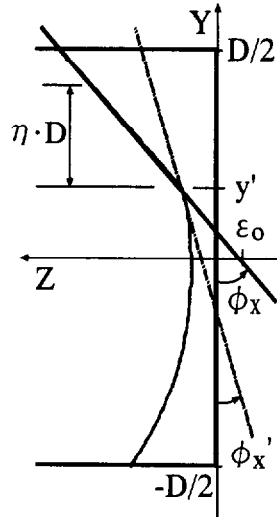


Fig.4-3 (a): Strain distribution at ϕ_x

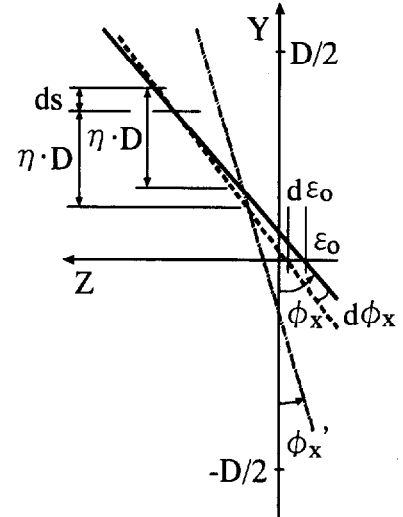


Fig.4-3 (b): Strain distribution at $\phi_x + d\phi_x$

4. 3 負荷曲線及び移動法則の仮定

Fig.4-1 と Fig.4-2 より、この断面モデルの降伏条件 F は次式となる。

$$F = \pm M_x + \frac{N_o}{2} \cdot \left(\frac{N_o}{b \cdot \sigma_B} - D \right) \quad (4.7)$$

式中の正負符号は $M_x > 0$ の場合を上側、 $M_x < 0$ の場合を下側に記している。次のような負荷曲線 $G=0$ 及び移動法則を仮定する。

- (i) 負荷曲線は降伏曲線を平行移動させたものであり、負荷曲線の頂点 $A_G(M_{AG}, N_{AG})$ は常に降伏曲線上にある。
- (ii) 降伏曲線上の任意の点 P_1 で力の向きを反転させた時、負荷曲線はその頂点 A_G が $A_G = P_1$ となる位置に移動し、その後、負荷曲線は降伏曲線に沿って移動する。

仮定 (i) (ii) は、断面モデルの変形増分方向と負荷曲面の法線方向が一致するように決めたものである。断面の全変形が塑性変形に等しいとした時に、塑性変形増分方向と負荷曲面の法線方向が一致すれば、負荷曲面を塑性ポテンシャルと仮定し、流れ法則等の塑性論の概念を用いた復元力特性定式化が可能となる。

Fig.4-4 に降伏曲線及び負荷曲線を示す。 $G=0$ は $F=0$ を $(M_{AG}, N_{AG} - bD\sigma_B)$ だけ平行移動したもののとなる。点 A_G が $F=0$ 上にあることを考慮して M_{AG} を消去すると G は次式となる。

$$G = \mp M_x + \frac{N_o}{2 \cdot b \cdot \sigma_B} \cdot (N_o + b \cdot D \cdot \sigma_B - 2 \cdot N_{AG}) \quad (4.8)$$

式中の正負符号は $dM_x < 0$ の場合を上側、 $dM_x > 0$ の場合を下側に記している。(8)式より力点 $P(M_x, N_o)$ での $G=0$ の法線方向は、 $G(M_x, N_o)=0$ を考慮して N_{AG} を消去すると、

$$\left\{ \frac{\partial G}{\partial P} \right\} = \left(\mp 1, \pm \frac{M_x}{N_o} + \frac{N_o}{2 \cdot b \cdot \sigma_B} \right)^T \quad (4.9)$$

となる。(4.6)式と(4.9)式を比較すると、式中の正負符号と $d\phi_x$ の正負に注意すれば、2つのベクトルの向きは一致していることがわかる。すなわち、Fig.4-1 の断面モデルの全変形増分が塑性変形増分に等しいとすれば、仮定した G は塑性ポテンシャルである可能性を意味している。

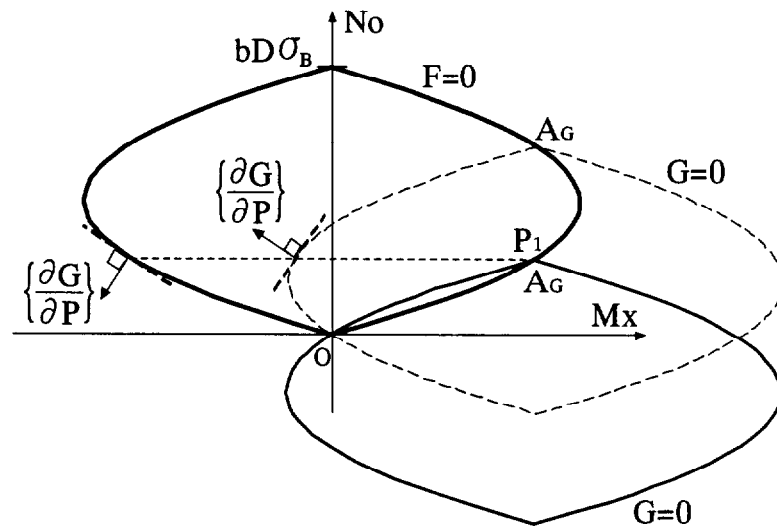


Fig.4-4: Yield surface and loading surface

4. 4 硬化乗数の決定

塑性論における硬化法則^{4.2)}に従うと次式が成り立つ。

$$\{dP - c \cdot d\epsilon^p\}^T \cdot \left\{ \frac{\partial G}{\partial P} \right\} = 0 \quad (4.10)$$

$\{dP\} = (dM_x, dN_o)^T$ は力増分ベクトル、 $\{d\epsilon^p\} = (d\phi_x^p, d\epsilon_o^p)^T$ は塑性変形増分ベクトル、 c は硬化乗数である。

断面モデルは弾性域を持たないので、全変形増分ベクトル $\{d\epsilon\} = (d\phi_x, d\epsilon_o)^T$ が塑性変形増分ベクトル $\{d\epsilon^p\}$ に等しいと考えると、(4.10)式より次式を得る。

$$c = \frac{\left\{ \frac{\partial G}{\partial P} \right\}^T \cdot \{dP\}}{\left\{ \frac{\partial G}{\partial P} \right\}^T \cdot \{d\varepsilon\}} \quad (4.11)$$

(4.6)(4.9)式より、

$$d\varepsilon_o = \frac{\partial G / \partial N_o}{\partial G / \partial M_x} \cdot d\phi_x \quad (4.12)$$

となるので、(4.4)(4.11)(4.12)式より次式を得る。

$$c = \frac{(\partial G / \partial M_x)^2 \cdot N_o^2}{\pm b \cdot \sigma_B \cdot (\phi_x - \phi_x') \cdot h^2} \quad , \quad h = \left(\left\{ \frac{\partial G}{\partial P} \right\}^T \cdot \left\{ \frac{\partial G}{\partial P} \right\} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (4.13)$$

(4.13)式において、正負符号及び Fig.4-3 の ϕ_x と ϕ_x' の大小関係に注意すれば、式中の $\pm(\phi_x - \phi_x')$ は常に正であり、 $c > 0$ となる。

4. 5 解析結果の比較

Fig.4-1 の断面モデルに、一定軸力下で繰り返し回転変形を与えた時の、断面積 $b \times D = 1 \times 1$ 、降伏強度 $\sigma_B = 1$ で、軸力比 $N_o / bD \sigma_B = 0.1, 0.3, 0.5$ における解析結果を、Fig.4-5、Fig.4-6、Fig.4-7 にそれぞれ示す。(a)図は断面解析結果、(b)図は降伏条件と剛塑性の仮定を用いた塑性論に基づくモデルによる解析結果^{4.1)}、(c)図は剛塑性を意味する降伏曲面と移動硬化する負荷曲面を用いた塑性論に基づくモデルによる解析結果、(d)図は負荷曲面を用いたモデルで硬化係数を修正した場合の解析結果をそれぞれ示している。Fig.4-5～7 での軸方向歪は圧縮側を正としている。

負荷曲面を用いた解析は次のように行った。塑性論における流れ法則及び移動法則は次のようになる^{4.2) 4.3)}。

$$\{d\varepsilon^p\} = d\lambda \cdot \left\{ \frac{\partial G}{\partial P} \right\} \quad (\text{流れ法則}) \quad (4.14)$$

$$\{d\alpha\} = \mu \cdot \{dT\} \quad (\text{移動法則}) \quad (4.15)$$

$$\{dP - d\alpha\}^T \cdot \left\{ \frac{\partial G}{\partial P} \right\} = 0 \quad (4.16)$$

$\{d\alpha\}$ は $G=0$ の移動量増分ベクトル、 $\{dT\}$ は $G=0$ の頂点 A_G での $F=0$ の接線方向ベクトルである。 $\{d\varepsilon^p\} = \{d\varepsilon\}$ を考慮し、(4.10)(4.14)式より、

$$\{d\varepsilon\} = \frac{\{\partial G/\partial P\} \cdot \{\partial G/\partial P\}^T}{c \cdot \{\partial G/\partial P\}^T \cdot \{\partial G/\partial P\}} \cdot \{dP\} \quad (4.17)$$

が得られ、(4.15)(4.16)式より負荷曲面 $G=0$ の移動量増分は

$$\{d\alpha\} = \frac{\{dT\} \cdot \{\partial G/\partial P\}^T}{\{\partial G/\partial P\}^T \cdot \{dT\}} \{dP\} \quad (4.18)$$

となる。(4.17)式の c には(4.13)式を用い、計算の簡易化のため、 $\phi_x'=0$ とした。

Fig.4-5～7 の(b)図の解析結果では、降伏条件と剛完全塑性の仮定のみで解析したため、回転変形を反転させると同時に力点が反対側の降伏曲面上に移り、軸方向歪が負の方向へ累積してしまう^{4.1)}。Fig.4-5～7 の(c)図の解析結果は、(4.4)(4.5)(4.10)式より算出した硬化乗数 c を用いているため、上段の断面解析結果と一致するが、 $\phi_x'=0$ としているので⑤→⑥では異なる結果となっている。

(4.13)式で $\phi_x'=0$ とした場合の硬化乗数 c について、分母の $\pm(\phi_x-\phi_x')$ を、 $\pm(\phi_x-\phi_x')=\pm\phi_x=S_\phi$ と置く。全曲率 ϕ_x が塑性曲率 ϕ_x^p に等しいとすると、

$$S_\phi = |\phi_x| = |\phi_x^p| \quad (4.19)$$

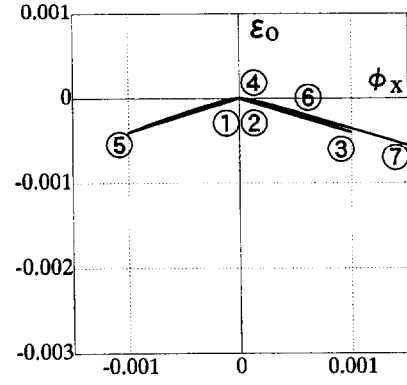
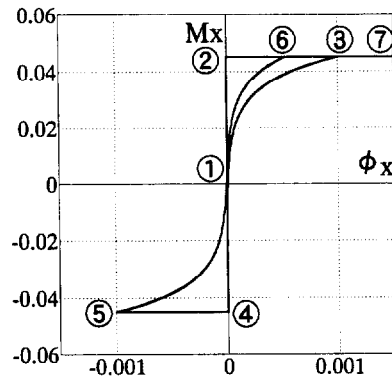
となる。Fig.4-5～7 の(d)図に S_ϕ を次のように修正したときの解析結果を示す。 S_ϕ 及び ϕ_x^p の増分をそれぞれ dS_ϕ 及び $d\phi_x^p$ とし、完全塑性状態（例えば、図中の④→⑤）では、

$$dS_\phi = |d\phi_x^p| \quad (4.20)$$

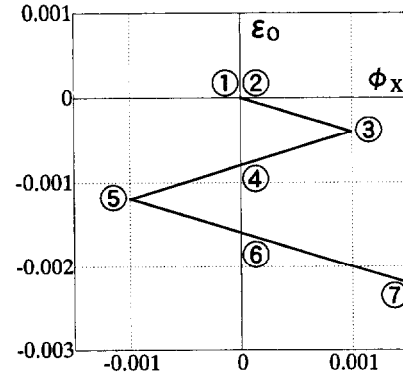
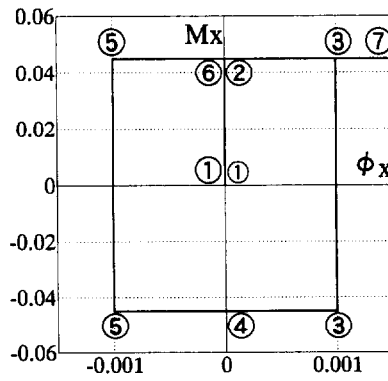
移動硬化の過程（例えば、図中の⑤→⑥）では、

$$dS_\phi = -|d\phi_x^p| \quad (4.21)$$

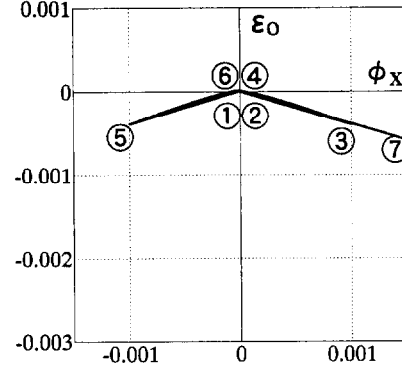
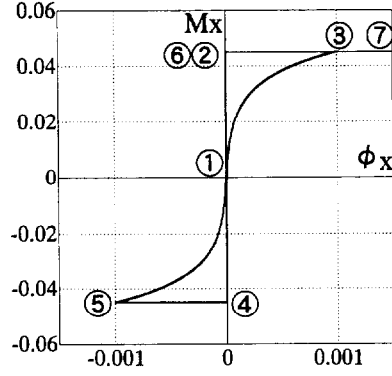
と修正した。Fig.4-5～7 の(c)と(d)図の違いは⑤→⑥である。軸力比の小さい場合を示した Fig.4-5 では(c)と(d)図の違いはほとんど見られないが、Fig.4-6、4-7 では(c)図よりも(d)図のほうが断面モデルの解析結果である(a)図に近い。負荷曲面を用いたモデルの解析結果を断面モデルの解析結果と一致させるには、変形の履歴を記憶させて ϕ_x' に反映させればよいが、計算が煩雑となる。 S_ϕ を(4.20)(4.21)式によって修正することで、計算の煩雑さをほとんど変えずに断面モデルの結果に近づけることができる。



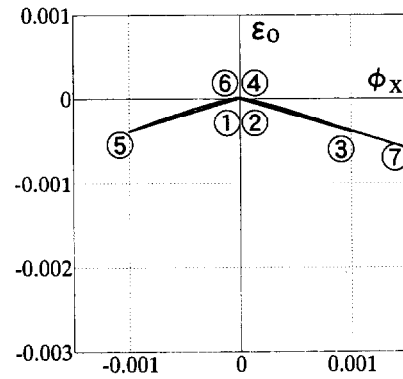
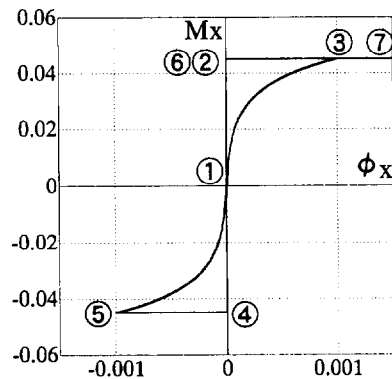
(a) Section model



(b) Model based on the plastic theory

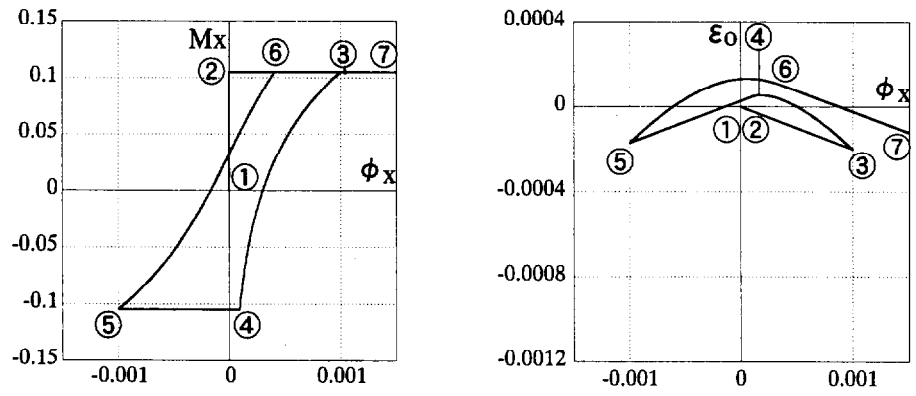


(c) Model based on the plastic theory with loading surface

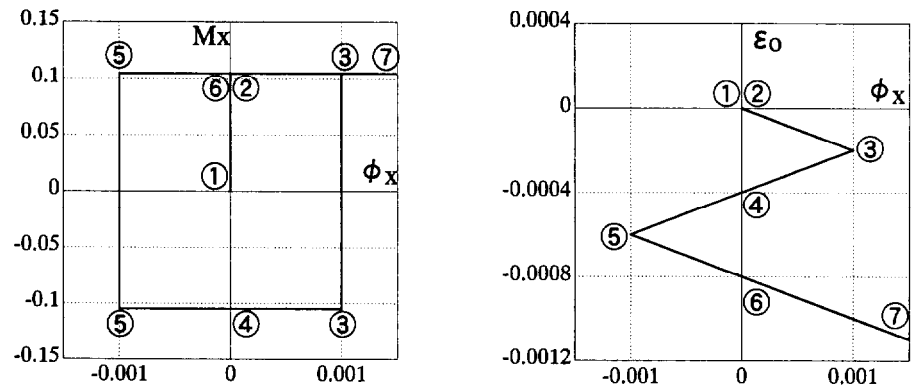


(d) Modified model based on the plastic theory with loading surface

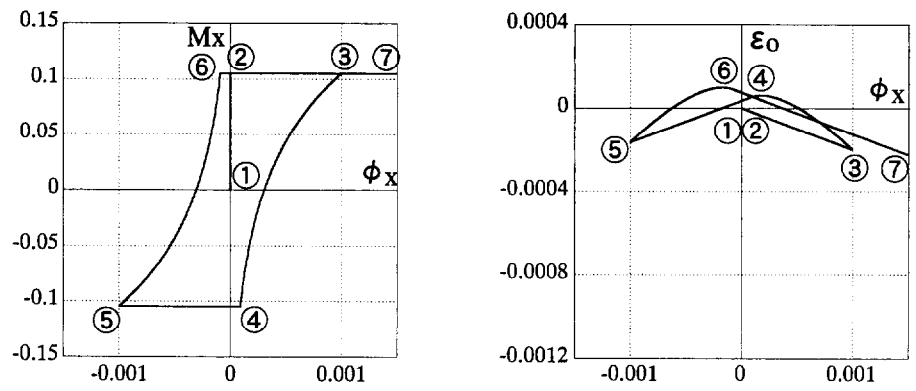
Fig.4-5: Numerical results when $N_0/bD\sigma_B=0.1$



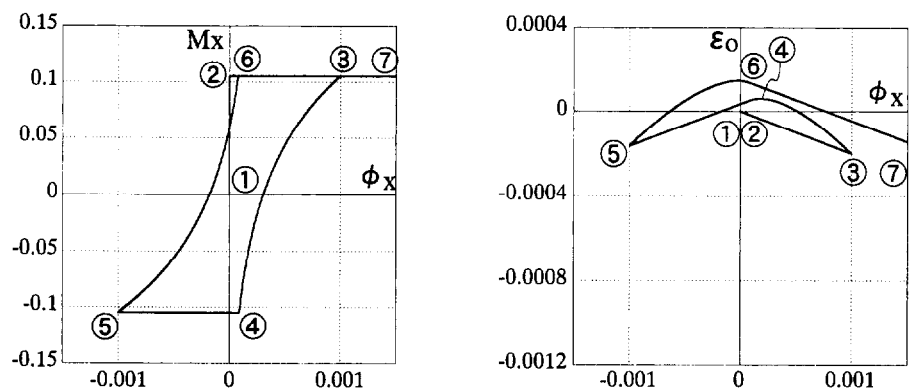
(a) Section model



(b) Model based on the plastic theory

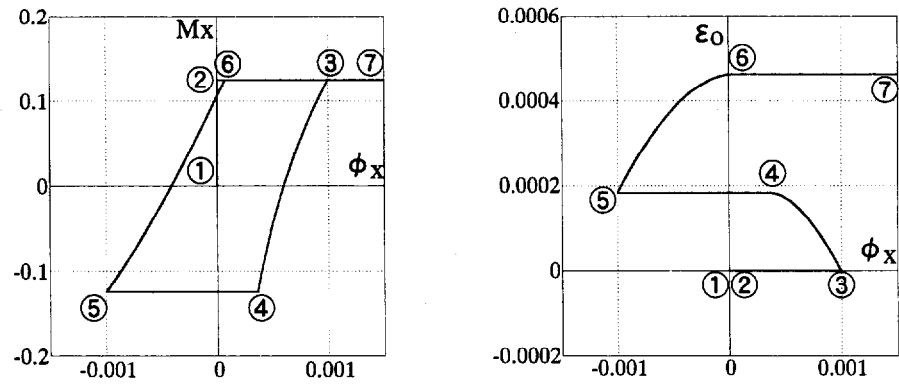


(c) Model based on the plastic theory with loading surface

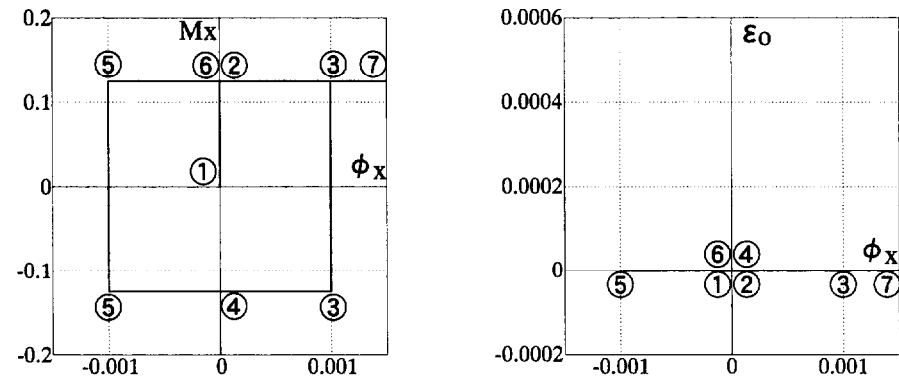


(d) Modified model based on the plastic theory with loading surface

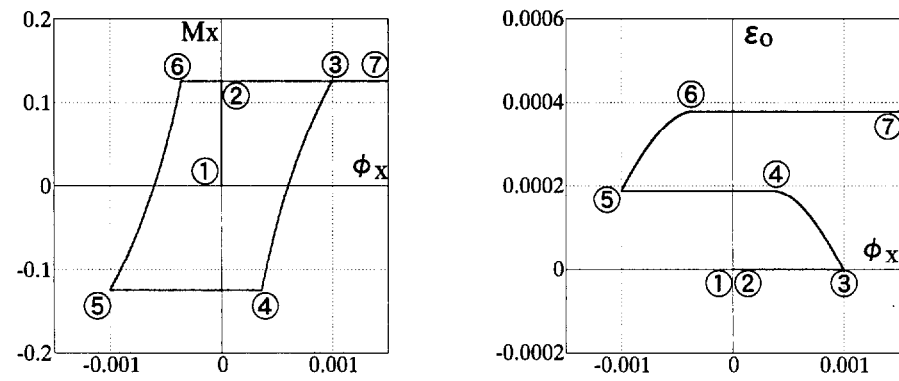
Fig.4-6: Numerical results when $N_0/bD\sigma_B=0.3$



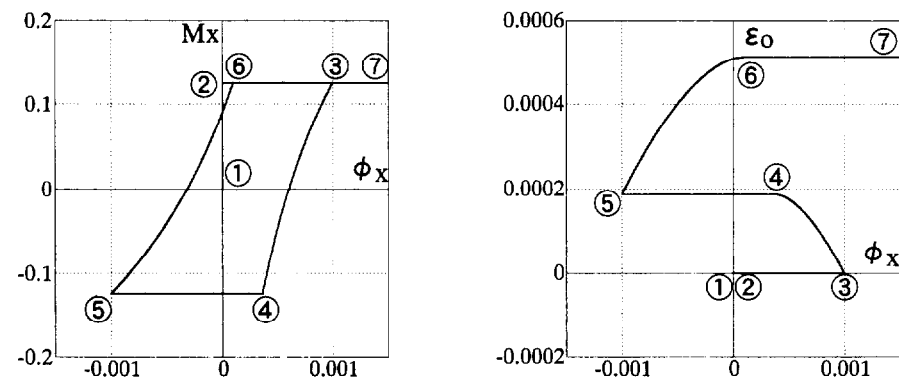
(a) Section model



(b) Model based on the plastic theory



(c) Model based on the plastic theory with loading surface



(d) Modified model based on the plastic theory with loading surface

Fig.4-7: Numerical results when $N_0/bD\sigma_B=0.5$

4. 6 まとめ

引張歪領域では応力を負担せず、圧縮歪領域では最大経験歪に達すると降伏応力を負担する材料特性を持つ長方形断面モデルを仮定し、軸力一定の条件下で繰り返し回転変形を与えた。断面モデルの変形増分方向と負荷曲面の法線方向が一致するように、負荷曲面及び移動硬化法則を提案した。また、断面モデルの力増分－変形増分関係及び移動硬化法則より、硬化乗数を決定した。

第 5 章 弾性剛性の算出方法

第5章 弾性剛性の算出方法

5. 1 目的

軸力と逆対称曲げを受ける RC 部材において、軸力-曲げモーメントの相関を考慮した弾性剛性算定方法を提案する。すなわち、一定軸力で曲げモーメントを除荷した場合に、軸方向変位が圧縮側に進むような弾性剛性である。ここでの弾性剛性は、力増分-変形増分に関するもので、部材の初期弾性剛性ではない。提案する弾性剛性は、力の状態によって変化するので力-変形関係においては非線形であるが、力増分-変形増分関係においては線形である。また、“3. 8. 2 水平一方向復元力特性の除荷剛性”では除荷剛性が部材の初期弾性剛性より小さいことを示した。ここでの弾性剛性は、部材端部断面で、引張ひび割れによってコンクリートが応力を負担していない部分があることを考慮し、コンクリートの応力負担部分を仮定することで、軸力一定で曲げモーメントを除荷する過程の復元力特性をある程度表現できるようにするものである。

先ず、RC 断面におけるコンクリートの応力負担部分を仮定し、弾性剛性を決定する。これを圧縮曲げせん断力を受ける RC 部材の二次元弾性剛性に拡張し、さらに三次元に発展させる。弾性剛性マトリクスの構成要素を、累加強度曲線を三次元に拡張した曲面を用いて算出する方法を示す。

5. 2 弾性剛性

5. 2. 1 断面における剛性

Fig.5-1 のような RC 柱断面において、平面保持を仮定して Fig.5-2 のような応力-歪分布の状態を想定する。提案する弾性剛性算出方法は、部材端部断面でのコンクリートの応力負担部分を仮定して弾性剛性を算出するものなので、ここではコンクリートの応力負担部分が定義できれば良く、その応力分布は任意とする。弾性を仮定して、Fig.5-2 (a)に示すように、 $\Delta \phi_x=0$ で微小軸方向歪増分 $\Delta \varepsilon_o$ だけ与えた場合の軸力と曲げモーメントの増分は以下のようになる。

$$\Delta N = A_h \cdot E_c \cdot \Delta \varepsilon_o \quad (5.1)$$

$$\Delta M_x = A_c \cdot E_c \cdot \zeta_x \cdot \Delta \varepsilon_o \quad (5.2)$$

$$\text{ただし } A_h = n \cdot A_s + A_c, \quad n = E_s / E_c \quad (5.3)$$

E_c 及び E_s は、コンクリート及び鉄筋のヤング係数である。Fig.5.1 の x_n は圧縮縁から中立軸までの長さで、コンクリートはこの部分で圧縮応力を負担していると仮定する。微小量の 2 乗は 0 に近似した。 A_c はコンクリートの応力負担部分面積、 A_s は部材に配した鉄筋の断面積の総和、 ζ_x はコンクリートの応力負担部分の図心から X 軸までの距離である。Fig.5.2 (b) に示すように、 $\Delta \varepsilon_o = 0$ で微小曲率増分 $\Delta \phi_x$ だけ与えた場合の軸力と曲げモーメントの増分は次式となる。微小量の 2 乗項は無視している。

$$\Delta N = A_c \cdot E_c \cdot \zeta_x \cdot \Delta \phi_x \quad (5.4)$$

$$\Delta M_x = E_c \cdot I_x \cdot \Delta \phi_x \quad (5.5)$$

$$\text{ただし } I_x = b \cdot x_n^3 / 12 + A_c \cdot \zeta_x^2 + n \cdot A_s \cdot (d_e / 2)^2 \quad (5.6)$$

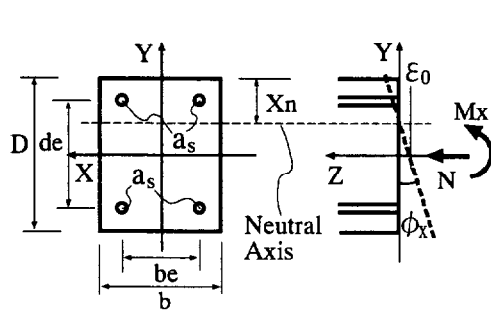
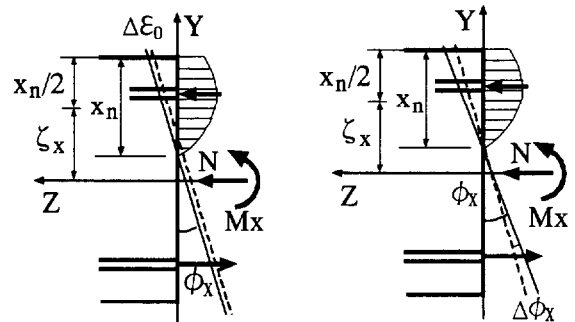


Fig.5-1: RC section



(a) Deform $\Delta \varepsilon_o$

(b) Deform $\Delta \phi_x$

Fig.5-2: Stress distribution

5. 2. 2 部材の剛性

圧縮曲げせん断力を受けている RC 柱部材の力-変形関係を、Fig.5-3 のような部材座標系で評価する。部材端部回転角増分 ΔR_x と軸方向変形増分 $\Delta \delta_f$ を与えたときの部材端部曲げモーメント増分と軸力増分を ΔM_x 及び ΔN とする。このときの力-変形の挙動を弾性と仮定すると、次式が成り立つ。 $[E]$ は弾性剛性である。

$$\begin{Bmatrix} \Delta M_x \\ \Delta N \end{Bmatrix} = [E] \cdot \begin{Bmatrix} \Delta R_x \\ \Delta \delta_f \end{Bmatrix}, \quad [E] = \begin{bmatrix} E_{11} & E_{12} \\ E_{21} & E_{22} \end{bmatrix} \quad (5.7)$$

$\Delta R_x = 0$ で $\Delta \delta_f$ のみ与えた場合、(5.7)式より、

$$\Delta M_x = E_{12} \cdot \Delta \delta_f \quad (5.8)$$

$$\Delta N = E_{22} \cdot \Delta \delta_f \quad (5.9)$$

となる。微小変形増分 $\Delta \delta_f$ による部材端部での変形は、軸方向歪のみ変化し、曲率は変化しないものとする、(5.1)(5.9)式より

$$\Delta \varepsilon_o = \frac{E_{22}}{A_h \cdot E_c} \cdot \Delta \delta_f \quad (5.10)$$

が得られ、(5.10)式を(5.2)に代入し、(5.8)式と比較すると次式を得る。

$$\Delta M_x = \frac{A_c \cdot \xi_x \cdot E_{22}}{A_h} \cdot \Delta \delta_f = E_{12} \cdot \Delta \delta_f \quad (5.11)$$

$\Delta \delta_f = 0$ で ΔR_x のみ与えた場合、

$$\Delta M_x = E_{11} \cdot \Delta R_x \quad (5.12)$$

$$\Delta N = E_{21} \cdot \Delta R_x \quad (5.13)$$

となる。微小変形増分 ΔR_x による部材端部での変形は、曲率のみ変化し、軸方向歪は変化しないものとする、(5.4)(5.12)式より

$$\Delta \phi_x = \frac{E_{11}}{E_c \cdot I_x} \cdot \Delta R_x \quad (5.14)$$

が得られ、(5.14)式を(5.3)式に代入し、(5.13)式と比較すると次式を得る。

$$\Delta N = \frac{A_c \cdot \xi_x \cdot E_{11}}{I_x} \cdot \Delta R_x = E_{21} \cdot \Delta R_x \quad (5.15)$$

[E] は弾性剛性なので、 $E_{12}=E_{21}$ となり、(5.11)(5.15)式より、

$$E_{11} = \frac{I_x}{A_h} \cdot E_{22} \quad (5.16)$$

となる。(5.11)(5.15)(5.16)式より、弾性剛性の4要素の内、1つが決まれば他の3つが決まる。

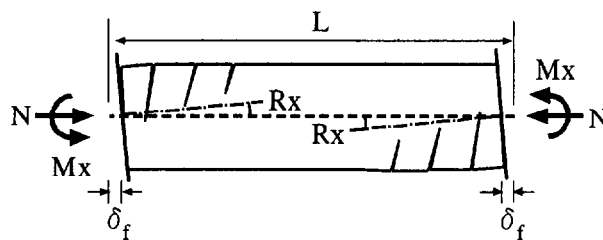


Fig.5-3: Member coordinate of RC member

圧縮曲げせん断力を受けている RC 柱部材内の応力伝達機構の簡単なモデル化を行い、弾

性剛性の要素 E_{22} を算出する。Fig.5-3 のような状態では、主筋とせん断補強筋とコンクリートを介するトラス、及び、部材両端部圧縮域を斜めに結ぶコンクリート圧縮束によって軸力とせん断力が伝達されると仮定する^{5.1)}。この状態から $\Delta R_x=0$ で微小軸方向変形増分 $\Delta \delta_f$ を与えた場合を考える。部材の断面を Fig.5-1 とすると、Fig.5-3 において主筋は上下に2本ずつ配されていることになり、例えば上側の主筋の右端と左端にそれぞれ圧縮力と引張力が作用し、下側の主筋の右端と左端にそれぞれ引張力と圧縮力が作用している場合、主筋の左右端の応力差が主筋の付着によってコンクリートに伝達されることがトラス機構を形成する条件となる。微小軸方向変形増分 $\Delta \delta_f$ を与えると、引張軸方向変形増分の場合は上下の主筋の左右端はいずれも引張力増分、圧縮軸方向変形増分の場合は上下の主筋の左右端はいずれも圧縮力増分を受けるため、主筋の左右端において応力増分の差は生じない。したがって、 $\Delta \delta_f$ による応力増分の伝達について、コンクリート圧縮束による伝達量に比べて、トラスによる伝達量は小さいと考えられる。そこで、Fig.5-4 に示すように、主筋と斜めのコンクリート圧縮束から成るモデルを考え、軸力増分 ΔN は主筋とコンクリート圧縮束で、せん断力増分はコンクリート圧縮束で負担すると仮定する。Fig.5-4 のモデルより次式が成り立つ。

$$\Delta N = \frac{2 \cdot A_h \cdot E_c}{L} \cdot \Delta \delta_f = E_{22} \cdot \Delta \delta_f \quad (5.17)$$

(5.11)(5.15)(5.16)(5.17)式より弾性剛性は次式となる。

$$\begin{bmatrix} E_{11} & E_{12} \\ E_{21} & E_{22} \end{bmatrix} = \frac{2}{L} \begin{bmatrix} E_c \cdot I_x & A_c \cdot E_c \cdot \zeta_x \\ A_c \cdot E_c \cdot \zeta_x & A_h \cdot E_c \end{bmatrix} \quad (5.18)$$

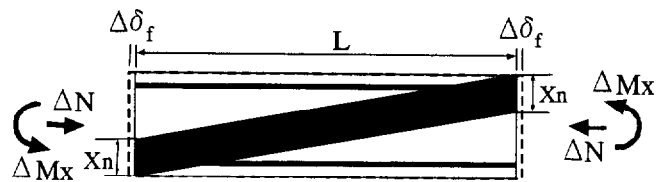


Fig.5-4: Model of incremental stress transfer mechanism

(5.18)式を三次元に拡張する。X 軸と Y 軸廻りの曲げモーメント増分—部材回転角増分関係は互いに独立であると仮定すると、 $\{\Delta P\}=[E]\{\Delta \delta\}$ は、次式のように仮定できる。

$$\begin{Bmatrix} \Delta M_x \\ \Delta M_y \\ \Delta N \end{Bmatrix} = \frac{2}{L} \cdot \begin{bmatrix} E_c \cdot I_x & 0 & A_c \cdot E_c \cdot \zeta_x \\ & E_c \cdot I_y & A_c \cdot E_c \cdot \zeta_y \\ sym. & & A_h \cdot E_c \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \Delta R_x \\ \Delta R_y \\ \Delta \delta_f \end{Bmatrix} \quad (5.19)$$

5. 3 弾性剛性マトリクスの算出

(5.18)(5.19)式の A_c , A_h , ζ_x , ζ_y , I_x , I_y を、累加強度曲線を用いて算出する。Fig.5-5 に示す累加強度曲線は、第3章の“3. 4 累加強度について”で述べたように、コンクリートを圧縮強度 σ_B の剛塑性体、鉄筋を圧縮・引張降伏強度 σ_y の剛塑性体とし、断面の平面保持を仮定して算出したものである^{5.2) 5.3)}。 M_x - N 平面における累加強度曲線上の力点(M_α , N')に関して、コンクリート及び鉄筋が負担する曲げモーメントと軸力、 $M_{\alpha C}$ と $N_{\alpha C}$ 、及び、 $M_{\alpha S}$ と $N_{\alpha S}$ が得られる。同様に M_y - N 平面においても、累加強度曲線上の力点(M_β , N')に関して、コンクリート及び鉄筋が負担する曲げモーメントと軸力、 $M_{\beta C}$ と $N_{\beta C}$ 、及び、 $M_{\beta S}$ と $N_{\beta S}$ が得られる。累加強度曲線を降伏曲線と考え、 M_x - N 及び M_y - N 平面上の降伏曲線を M_x - M_y - N 空間へ拡張する。 $N=N'$ 平面上の降伏曲線を次のように求める。鉄筋の降伏曲線を点 ($M_{\alpha S}$, 0, $N_{\alpha S}$) と点 (0, $M_{\beta S}$, $N_{\beta S}$) を直線で結んだものと仮定し、これを $N=N'$ 平面へ投影する。コンクリートの降伏曲線を点 ($M_{\alpha C}$, 0, $N_{\alpha C}$) と点 (0, $M_{\beta C}$, $N_{\beta C}$) を結んだものとし、これを $N=N'$ 平面へ投影したものを楕円と仮定する。Fig.5-6 に、鉄筋とコンクリートの降伏曲線を一点鎖線で、それぞれの降伏曲線を $N=N'$ 平面へ投影したものを実線で示している。 $N=N'$ 平面の第一象限において、投影したコンクリートと鉄筋の降伏曲線を累加強度と同じ要領で足し合わせたものを $N=N'$ 平面上の降伏曲線とする。Fig.5-7 に示すように、 $N=N'$ 平面の他の象限においても同様に降伏曲線を求め、RC 断面が負担し得る全ての軸力について降伏曲線を作っていくと、 M_x - M_y - N 空間での降伏曲面が完成する。

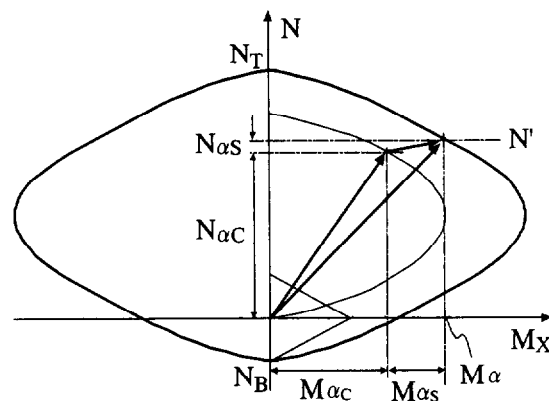


Fig.5-5: M_x - N interaction curve of RC section

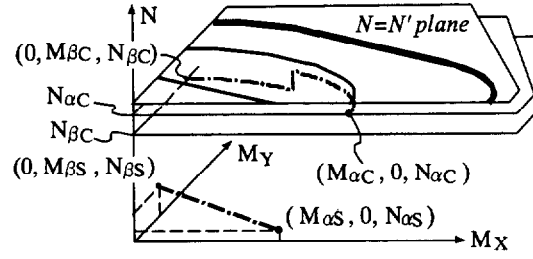


Fig.5-6: Method to decide yield surface

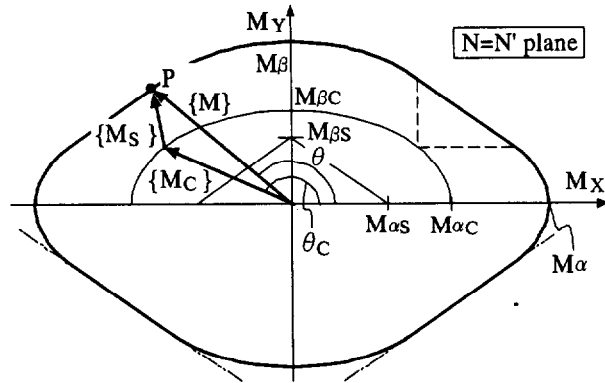


Fig.5-7: Yield surface on $N=N'$ plane

RC断面の降伏曲面上の力点 $P(M_x, M_y, N)$ が与えられた場合、鉄筋及びコンクリートがそれぞれ負担する曲げモーメントと軸力、 $P_s(M_{xs}, M_{ys}, N_s)$ 及び $P_c(M_{xc}, M_{yc}, N_c)$ が得られる。したがって、コンクリートの応力負担部分面積 A_c 、コンクリートの応力負担部分の図心から X 軸及び Y 軸までの距離 ζ_x 及び ζ_y は次式となる。

$$A_c = N_c / \sigma_B \quad (5.20)$$

$$\zeta_x = M_{xc} / N_c \quad (5.21)$$

$$\zeta_y = M_{yc} / N_c \quad (5.22)$$

Fig.5-1 に示す長方形 RC 断面の I_x と I_y の算出方法を考える。 $M_y=0$ の場合、 Y 軸方向の圧縮縁から中立軸までの距離を x_n とすると、 I_x 及び I_y は次式となる。

$$I_x = \left\{ \frac{b \cdot x_n^3}{12} + A_c \cdot \zeta_x^2 \right\} + n \cdot A_s \cdot \left(\frac{d_e}{2} \right)^2 = I_{ax} + I_{sx} \quad (5.23)$$

$$I_y = \frac{b^3 \cdot x_n}{12} + n \cdot A_s \cdot \left(\frac{b_e}{2} \right)^2 = I_{ay} + I_{sy} \quad (5.24)$$

$$\text{ただし、 } x_n = A_c/b \quad (5.25)$$

$M_X=0$ の場合、X 軸方向の圧縮縁から中立軸までの距離を y_n とすると、 I_X 及び I_Y は次式となる。

$$I_X = \frac{D^3 \cdot y_n}{12} + n \cdot A_s \cdot \left(\frac{d_e}{2}\right)^2 = I_{\beta X} + I_{SX} \quad (5.26)$$

$$I_Y = \left\{ \frac{D \cdot y_n^3}{12} + A_c \cdot \zeta_Y^2 \right\} + n \cdot A_s \cdot \left(\frac{b_e}{2}\right)^2 = I_{\beta Y} + I_{SY} \quad (5.27)$$

$$\text{ただし、 } y_n = A_c/D \quad (5.28)$$

Fig.5-7 に示すように、 $N=N'$ 平面において、コンクリートが負担する曲げモーメントのベクトル $\{M_C\}$ と M_X 軸が成す角を θ_c とすると、 I_X と I_Y は、 $\theta_c=0, \pi$ の時に(5.23)と(5.24)式、 $\theta_c=\pi/2, 3\pi/2$ の時に(5.26)と(5.27)式になる。また、 $x_n=D$ かつ $y_n=b$ の時は、 $I_{\alpha X}=I_{\beta X}$ かつ $I_{\alpha Y}=I_{\beta Y}$ となり、全ての θ_c において I_X と I_Y はそれぞれ一定の値となる。これらの条件を満たすように、 I_X と I_Y は次式と仮定する。

$$I_X = I_{\alpha X} \cdot \cos^2 \theta_c + I_{\beta X} \cdot \sin^2 \theta_c + I_{SX} \quad (5.29)$$

$$I_Y = I_{\alpha Y} \cdot \cos^2 \theta_c + I_{\beta Y} \cdot \sin^2 \theta_c + I_{SY} \quad (5.30)$$

以上のように、降伏曲面上の点について、 A_c 、 ζ_X 、 ζ_Y 、 A_h 、 I_X 、 I_Y が算出できる。

Fig.5-8 に示すように、RC 部材に作用する力を、降伏曲面を描いた M_X - M_Y - N 空間内に力点 $P_1 (M_{X1}, M_{Y1}, N_1)$ として取る。原点から点 P_1 を結んだベクトルを k 倍して降伏曲面上の点 $P_1' (kM_{X1}, kM_{Y1}, kN_1)$ を求める。力点 P_1 での A_c 、 ζ_X 、 ζ_Y 、 A_h 、 I_X 、 I_Y が、降伏曲面上の力点 P_1' におけるそれぞれの値に等しいと仮定することで、降伏曲面内の全ての力点について弾性剛性が算出できる。

以上、三次元における弾性マトリクスの算出方法を述べたが、二次元に関しては、 M_X - N 平面あるいは M_Y - N 平面の累加強度曲線のみを利用すればよい。

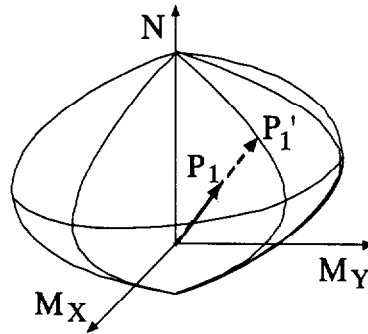


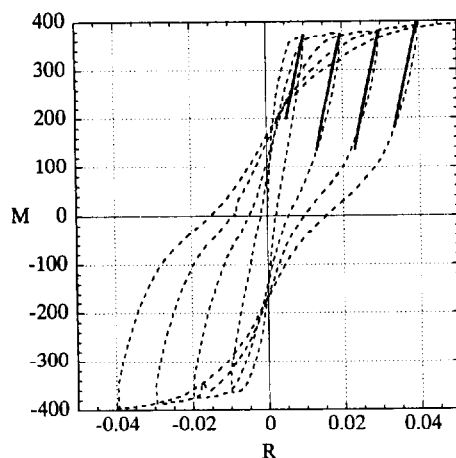
Fig.5-8: Yield surface in M_x - M_y - N space

5. 4 弾性剛性の検証

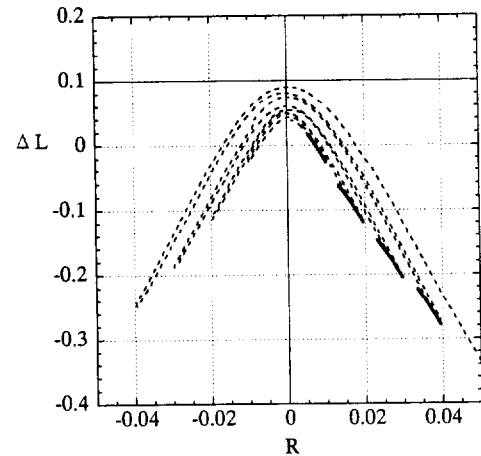
“3. 8 剛性評価”において、部材降伏後の負荷での二次元復元力特性における弾性剛性と軸力一定で曲げモーメントを除荷した時の剛性について検討したように、ここでも RC 柱試験体 CBS-V-3-99、CBS-V-9-99、CBS-V-24-99、CBS-C-99 を対象として、提案した弾性剛性の検証を二次元に関して行う。第3章では、実験結果を Fig.3-4(a)に示した直交座標系で評価したが、弾性剛性を部材座標系で算出したので、ここでは Fig.3-4(b)に示した部材座標系で実験結果を評価し、Fig.5-3 に示した部材座標系の図との対応を考えて $\Delta L = 2\delta_f$ とする。軸力と軸方向変位は圧縮側を正としている。

5. 4. 1 一定軸力下での繰り返し曲げ変形履歴における除荷剛性

軸力一定で繰り返し逆対称曲げを与えた CBS-C-99 を対象として、除荷における復元力特性と提案した弾性剛性より算出した力-変形の挙動を比較したものを Fig.5-9 に示す。Fig.5-9 の左図が部材両端部の曲げモーメントの平均値と部材端部回転角の関係で、右図が軸方向変位と部材回転角の関係を示している。破線が実験結果であり、実線が弾性剛性を用いた解析結果である。解析は、4つのループについてモーメントが正側の除荷の過程で行い、除荷し始める点を実験結果と重ね、軸力と部材端部回転角を入力して算出した。Fig.5-9 の M-R 図に示すように、1番目のループを除くと、提案した弾性剛性は除荷の過程の挙動を比較的よく表現できている。Fig.5-9 の R- ΔL 図に示すように、軸力一定下での除荷において、軸方向変位が圧縮側に進む挙動を表現できている。すなわち、提案した弾性剛性は、軸力一定の条件下において、降伏後の除荷剛性にはほぼ対応するが、初期弾性には対応しない。



End-rotation and end-moment relationship



End-rotation and axial deformation relationship

Fig.5-9: Comparison between test result of CBS-C-99 and numerical result with elastic rigidity

5. 4. 2 部材降伏後の負荷における弾性剛性

“3. 8. 1 負荷における二次元復元力特性の弾性剛性”では、部材降伏後に軸力を減少させた負荷の過程において、弾性剛性を初期弾性剛性に剛性低下率を乗じたものを用い、塑性論に基づいた解析モデルによる計算結果と実験結果が一致するようにした時の剛性低下率について検討した。ここでは、(3.3)式の初期弾性剛性の代わりに提案した弾性剛性を用いて、同様な検討を行う。“3. 8. 1”では、(3.6)式の両辺に実験値を代入して、両辺のベクトルの大きさが等しくなるように剛性低下率 γ_{II} を算出した。ここで対象としている軸力と曲げモーメントは次元が異なるため、ベクトルの大きさを等しくなるように剛性低下率を算出する方法は不適切と考え、軸力増分の実験値と計算値が一致するように剛性低下率を算出した。その結果を Fig.5-10 に示す。軸力-曲げモーメント関係の実験値と計算値が左図に示すようにほぼ一致する時の剛性低下率 γ_{II} と軸力の関係を示したものが右図である。Fig.5-9 の左図に示すように、軸力減少の過程の前半では、剛性低下率は 1.0 前後である。しかし後半では、 γ_{II} は徐々に増大し、軸力減少の過程が終わる直前に突然減少している。提案した弾性剛性は、軸力減少過程の後半のこうした挙動を表現することはできていないが、前半では剛性低下率が 1.0 前後なので、柱部材が支えている自重の半分程度の軸力変動であれば、剛性低下率を考慮せず、提案した弾性剛性をそのまま用いても差し支えないと思われる。軸力変動の幅が柱が支えている自重を超える場合は支障が出る場合がある。

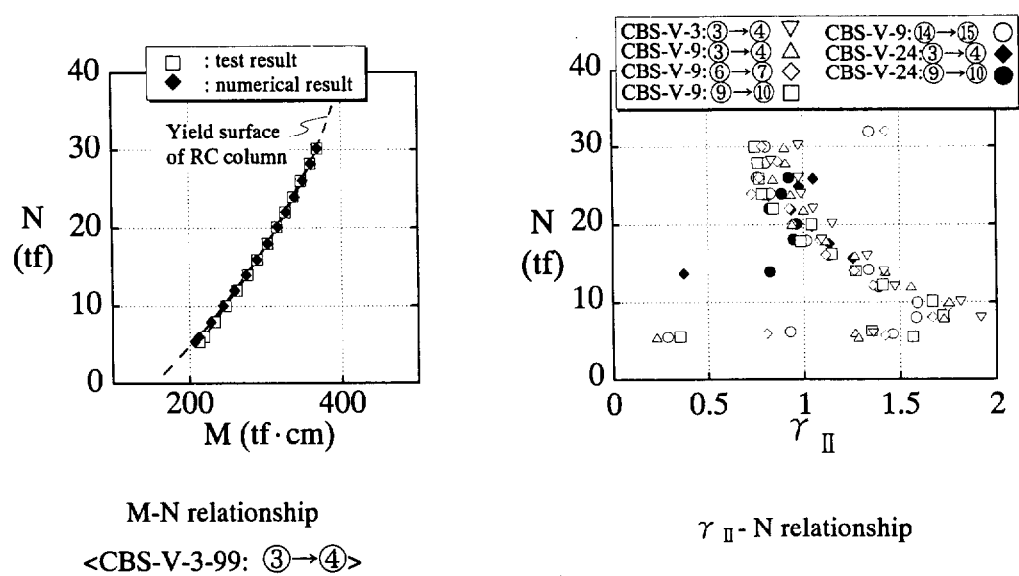


Fig.5-10: Rigidity degradation on loading stage

5. 5 まとめ

RC 断面において、コンクリートでの応力負担部分を仮定し、平面保持の仮定より断面における弾性剛性を求めた。RC 部材に圧縮曲げせん断力が作用している状態において、微小の変形を与えたときに変化する応力増分の伝達機構をモデル化し、RC 断面での弾性剛性を RC 部材の弾性剛性に拡張した。力空間の降伏曲面内における任意の力点の弾性剛性算出には、累加強度曲線を三次元に拡張した降伏曲面を用いる方法を示した。以上のように、軸力と逆対称曲げを受ける RC 部材について、軸力ー曲げモーメントの相関を考慮した弾性剛性算定方法を提案した。

第 6 章 三次元非線形復元力特性の定式化

第6章 三次元非線形復元力特性の定式化

6. 1 目的

RC 部材端部での降伏条件、及び、第4章と第5章で提案した負荷曲面と弾性剛性を用い、塑性論に基づいた RC 部材の三次元非線形復元力特性定式化手法を示す。部材の降伏条件は、累加強度曲線を三次元に拡張した曲面を、軸力-曲げモーメント平面では放物線、二方向の曲げモーメント平面では楕円に近似する。降伏曲面と負荷曲面とで囲まれた領域を弾性範囲とし、二次元問題に関する弾性範囲の決定方法を示した後、三次元に拡張する。硬化乗数及び負荷曲面の移動法則についても三次元に拡張する。降伏曲面及び負荷曲面に関して、負荷判定基準を導入し、負荷・除荷・中立負荷を判別し、弾性・弾硬化塑性・弾完全塑性状態において、塑性論に基づいた定式化を行う。

6. 2 降伏曲面及び負荷曲面

第5章で示した、軸力-曲げモーメント平面での RC 部材の累加強度曲線を三次元に拡張した曲面について、Fig.6-1 に M_x - N 平面での累加強度曲線、Fig.6-2 に累加強度曲線を曲げモーメント平面に拡張した曲面を破線で示す。軸力-曲げモーメント平面では放物線、二方向の曲げモーメント平面では楕円に近似する。Fig.6-1 に M_x - N 平面での放物線、Fig.6-2 に $N=N'$ 平面での楕円を実線で示す。近似した曲面を降伏曲面と仮定する。 a_x を M_x - N 平面での放物線の形状を決める係数、 N_T と N_B をそれぞれ降伏曲面の正側と負側の頂点の N 座標とすると、軸力-曲げモーメントに関する二次元の降伏曲面は次式となる。

$$F = \pm M_x + a_x \cdot (N - N_T) \cdot (N - N_B) = 0 \quad (6.1)$$

(6.1)式の正負符号は、 $M \geq 0$ の場合は上側、 $M \leq 0$ の場合は下側である。

a_y を M_y - N 平面での放物線の形状を決める係数とすると、三次元に関する降伏曲面 $F=0$ は次式となる^{6.1)}。

$$F = \sqrt{(M_x/a_x)^2 + (M_y/a_y)^2} + (N - N_T) \cdot (N - N_B) = 0 \quad (6.2)$$

降伏曲面の形状、大きさ、位置は変化しないものとする。これは完全塑性を意味する。

力点 $P(M_x, M_y, N)$ が降伏曲面上にある状態からの除荷について考える。除荷の初めの段階

では、第5章で示した弾性剛性を用いて力 - 変形の挙動をおおよそ表現できると思われる。除荷が進むと、部材端部断面の圧縮縁のコンクリートで応力が負担されなくなり、第4章での断面モデルのように、断面においてコンクリートの応力負担部分が移動する現象が起これと考えられるので、負荷曲面を導入する。負荷曲面は、断面において応力負担部分が移動する場合の変形増分を断面の強度曲面（負荷曲面）の法線方向ベクトルによって表現するものである。第5章に示した累加強度曲線は応力負担部分の移動に関わるコンクリートの強度曲線を含むので、その法線方向ベクトルによって応力負担部分の移動に関する変形増分を表現することが可能であること、及び、負荷曲面が降伏曲面に沿って移動し、力点が反対側の降伏曲面に達したときに負荷曲面と降伏曲面が重なるほうが計算上都合の良いことを考慮し、負荷曲面は降伏曲面と同じ形状と大きさを持つものとする。“4. 3 負荷曲線及び移動法則の仮定”の負荷曲面の仮定(ii)を RC 部材にそのまま準用すると、軸力一定の条件下では弾性範囲がなくなり、除荷の初めの段階での力 - 変形挙動を表現できなくなってしまうので、弾性範囲が存在するような仮定を設ける必要がある。以上のことを考慮し、次の特性を持つ負荷曲面 $G=0$ を仮定する。

- (i) 降伏曲面と同じ形状と大きさを持ち、負荷曲面の頂点 A_G (M_{XAG} , M_{YAG} , N_{AG}) は常に降伏曲面上にあるものとする。点 A_G は降伏曲面の正側の頂点に対応する点である。
- (ii) 負荷曲面は降伏曲面に沿って移動硬化する。
- (iii) 力点 P が降伏曲面上にある状態から除荷となる場合、負荷曲面は、その頂点 A_G が $A_G=F_U$ となる位置に移動する。点 F_U (M_{XFU} , M_{YFU} , N_{FU}) は降伏曲面上の点である。
- (iv) 降伏曲面と負荷曲面とで囲まれた内側を弾性範囲とする。

Fig.6-3 は降伏曲面と負荷曲面の関係を示している。左図が $M_\theta - N$ 関係で、右図が $N=N_{AG}$ での M_X-M_Y 平面と平行な平面である。 M_θ 軸は、 N 軸と負荷曲面の頂点 A_G を含む平面と、 M_X-M_Y 平面との交線による軸である。 $F=0$ の頂点が $(0, 0, N_T)$ なので、負荷曲面 $G=0$ は $F=0$ を $(M_{XAG}$, M_{YAG} , $N_{AG}-N_T$) だけ平行移動したものとなる。上記の4つの仮定に従うと、Fig.6-3 の左図に示すように、力点が降伏曲面上にある状態から内側に入るときに負荷曲面が $F_U=A_G$ となるように移動する。力点が負荷曲面と降伏曲面とで囲まれる範囲にあるときは、弾性状態なので負荷曲面は移動しない。力点が負荷曲面に達した後、さらに負荷曲面の外側に出る場合、負荷曲面は降伏曲面に沿って移動硬化することになる。上記の4つの負荷曲面の仮定は、コンクリートの力 - 変形挙動に対応したものと言えるので、部材の力 - 変形の挙動に対してコンクリートの影響が大きい場合には適応すると考えられるが、鉄骨鉄筋コンクリート

部材や鉄筋量が極端に多い鉄筋コンクリート部材には対応しないと思われる。

二次元に関する負荷曲面は、

$$G = \mp(M_X - M_{XAG}) + a_X(N - N_{AG}) \cdot (N - N_{AG} + N_T - N_B) = 0 \quad (6.3)$$

となり、三次元に関する負荷曲面は、

$$G = \sqrt{\left(\frac{M_X - M_{XAG}}{a_X}\right)^2 + \left(\frac{M_Y - M_{YAG}}{a_Y}\right)^2} + (N - N_{AG}) \cdot (N - N_{AG} + N_T - N_B) = 0 \quad (6.4)$$

となる。(6.3)式の正負符号は、 $M_{XAG} \geq 0$ の場合は上側、 $M_{XAG} \leq 0$ の場合は下側である。

近似した降伏曲面 $F=0$ を用いた弾性剛性の算出について述べる。近似した降伏曲面上の任意の力点 P'' を (M_X'', M_Y'', N'') とし、力点 P'' のモーメント成分のベクトル $\{M''\} = (M_X'', M_Y'', 0)^T$ と M_X 軸とのなす角を θ とする。軸力が N'' で、Fig.6-2 に示すように、モーメント成分のベクトル $\{M\} = (M_X, M_Y, 0)^T$ の方向が $\{M''\}$ の方向と等しくなるような、近似する前の曲面上の力点 $P(M_X, M_Y, N)$ を求める。P における鉄筋負担分の曲げモーメント及び軸力、 $P_S(M_{XS}, M_{YS}, N_S)$ を算出し、これを P'' における鉄筋負担分の力 P_S'' とする。 P'' でのコンクリート負担分の力 P_C'' は、 $P_C'' = P'' - P_S'' = P'' - P_S$ とする。

降伏曲面と移動硬化する負荷曲面を仮定したことにより、弾性状態、弾性と硬化塑性を併せ持つ状態（弾硬化塑性状態と呼ぶ）、弾性と完全塑性を併せ持つ状態（弾完全塑性状態と呼ぶ）、弾性と硬化塑性と完全塑性を併せ持つ状態（弾硬化塑性完全塑性状態と呼ぶ）の 4 つの状態が考えられる^{6.2)}。第4章で記したように、仮定した負荷曲面は、降伏曲面上にある力点が降伏曲面の内側に入った場合を想定して算出されたものである。負荷曲面 $G=0$ は降伏曲面の内側でのみ有効と考え、降伏曲面上に力点が達すると必ず弾完全塑性状態になるものとし、力-変形の状態は、弾性、弾硬化塑性、弾完全塑性の 3 つの状態とする。

Fig.6-3 は降伏曲面と負荷曲面を示している。 M_θ 軸は、 N 軸と負荷曲面の頂点 A_G を含む平面と、 M_X - M_Y 平面との交線による軸である。

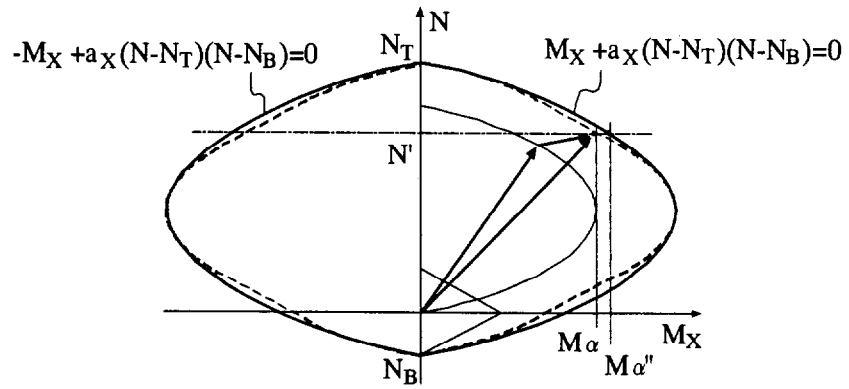


Fig.6-1: Approximated yield surface on M_X - N plane

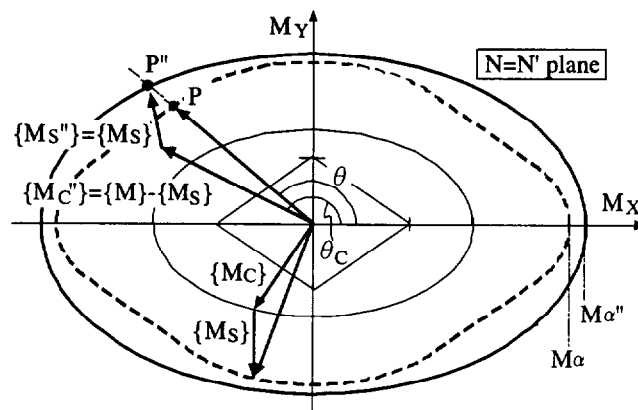


Fig.6-2: Approximated yield surface on $N=N'$ plane

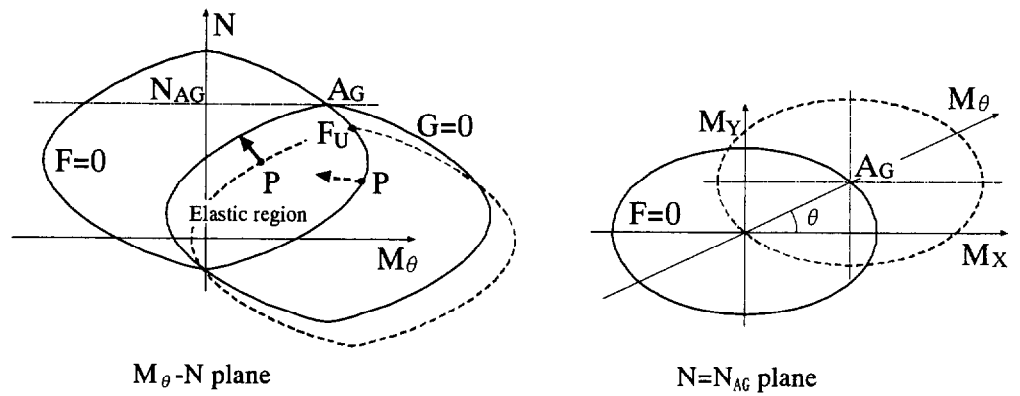


Fig.6-3: Yield surface and loading surface of RC member

6. 3 塑性論に基づく定式化

RC 柱の部材端部曲げモーメント、軸力、部材端部回転角、及び軸方向変位を Fig.5-3 に示すような部材座標系で評価し、提案した負荷曲面、移動法則、弾性剛性を用いて RC 柱の三次元非線形復元力特性の定式化を行う。負荷曲面、移動法則は、軸力一定の条件を用いて決定したものだが、軸力が変動する場合も同じものを用いる。

力点が降伏曲面上にある場合の負荷除荷判定には、次式の負荷判定基準を用いる^{6.2)}。

$$f = \{\partial F / \partial P\}^T \cdot [E] \cdot \{d\delta\} \quad (6.5)$$

$\{d\delta\} = (dR_X, dR_Y, d\delta_f)^T$ は全変形増分ベクトルである。[E] は弾性剛性である。判定は以下のようになる。

$f > 0$ 負荷 (loading)

$f = 0$ 中立負荷 (neutral loading)

$f < 0$ 除荷 (unloading)

力点が負荷曲面上にある場合は、次式の負荷判定基準を適応し、同様の判定を行う。

$$g = \{\partial G / \partial P\}^T \cdot [E] \cdot \{d\delta\} \quad (6.6)$$

$g > 0$ 負荷 (loading)

$g = 0$ 中立負荷 (neutral loading)

$g < 0$ 除荷 (unloading)

(6.2)(6.4)(6.5)(6.6)式を用いて弾性、弾硬化塑性、弾完全塑性の 3 つの状態を判別し、塑性論を用いて定式化する。定式化において、降伏曲面及び負荷曲面を塑性ポテンシャルと仮定する。

<弾性状態>

$$\{F < 0 \text{ and } G < 0\} \text{ or } \{F < 0 \text{ and } G = 0 \text{ and } g \leq 0\} \text{ or } \{F = 0 \text{ and } f \leq 0\}$$

の場合は弾性状態であり、

$$\{d\delta\} = \{d\delta^e\} \quad (6.7)$$

$$\{dP\} = [E] \cdot \{d\delta\} \quad (6.8)$$

$\{dP\} = (dM_X, dM_Y, dN)^T$ は力増分ベクトル、 $\{d\delta^e\} = (dR_X^e, dR_Y^e, d\delta_f^e)^T$ は弾性変形増分ベクトルである。

<弾硬化塑性状態>

$$\{F < 0 \text{ and } G = 0 \text{ and } g > 0\}$$

の場合は弾硬化塑性状態であり、塑性論の概念に基づいた基本式は以下の4式である^{6.3) 6.4)}。

$$\{d\delta\} = \{d\delta^e\} + \{d\delta^p\} \quad (6.9)$$

$$\{dP\} = [E] \cdot \{d\delta^e\} \quad (6.10)$$

$$\{d\delta^p\} = d\lambda \cdot \left\{ \frac{\partial G}{\partial P} \right\} \quad (6.11)$$

$$\{dP - c \cdot d\delta^p\}^T \cdot \left\{ \frac{\partial G}{\partial P} \right\} = 0 \quad (6.12)$$

$\{d\delta^p\} = (dR_x^p, dR_y^p, d\delta^p)^T$ は塑性変形増分ベクトル、 c は硬化乗数である。負荷曲面の移動法則は次式となる。

$$\{d\alpha\} = \mu \cdot \{dT\} \quad (6.13)$$

$$\{dP - d\alpha\}^T \cdot \left\{ \frac{\partial G}{\partial P} \right\} = 0 \quad (6.14)$$

$\{d\alpha\} = (d\alpha_x, d\alpha_y, d\alpha_z)^T$ は $G=0$ の移動量増分ベクトルである。 $\{dT\}$ は負荷曲面の移動方向ベクトルである。

(6.11)(6.12)式より、

$$d\lambda = \frac{\left\{ \frac{\partial G}{\partial P} \right\}^T \cdot \{dP\}}{c \cdot \left\{ \frac{\partial G}{\partial P} \right\}^T \cdot \left\{ \frac{\partial G}{\partial P} \right\}} \quad (6.15)$$

となる。(6.9)(6.10)(6.15)式より次式を得る。

$$\{dP\} = \left[[E] + \frac{\left\{ \frac{\partial G}{\partial P} \right\} \cdot \left\{ \frac{\partial G}{\partial P} \right\}^T}{c \cdot \left\{ \frac{\partial G}{\partial P} \right\}^T \cdot \left\{ \frac{\partial G}{\partial P} \right\}} \right]^{-1} \cdot \{d\delta\} \quad (6.16)$$

$G=0$ の移動量増分は(6.13)(6.14)式より次式となる。

$$\{d\alpha\} = \frac{\{dT\} \cdot \left\{ \frac{\partial G}{\partial P} \right\}^T}{\left\{ \frac{\partial G}{\partial P} \right\}^T \cdot \{dT\}} \cdot \{dP\} \quad (6.17)$$

<弾完全塑性状態>

$$\{F = 0 \text{ and } f > 0\}$$

の場合は弾完全塑性状態であり、塑性論の概念に基づいた基本式は以下の4式である^{6.3) 6.4)}。

$$\{d\delta\} = \{d\delta^e\} + \{d\delta^p\} \quad (6.18)$$

$$\{dP\} = [E] \cdot \{d\delta\} \quad (6.19)$$

$$\{d\delta\} = d\lambda \cdot \left\{ \frac{\partial F}{\partial P} \right\} \quad (6.20)$$

$$\{dP\}^T \cdot \left\{ \frac{\partial F}{\partial P} \right\} = 0 \quad (6.21)$$

(6.18)～(6.21)式より次式を得る。

$$d\lambda = \frac{\left\{ \frac{\partial F}{\partial P} \right\}^T \cdot [E] \cdot \{d\delta\}}{\left\{ \frac{\partial F}{\partial P} \right\}^T \cdot [E] \cdot \left\{ \frac{\partial F}{\partial P} \right\}} \quad (6.22)$$

(6.18)(6.19)(6.20)(6.22)式より次式を得る。

$$\{dP\} = \left[[E] - \frac{[E] \cdot \left\{ \frac{\partial F}{\partial P} \right\} \cdot \left\{ \frac{\partial F}{\partial P} \right\}^T \cdot [E]}{\left\{ \frac{\partial F}{\partial P} \right\}^T \cdot [E] \cdot \left\{ \frac{\partial F}{\partial P} \right\}} \right] \cdot \{d\delta\} \quad (6.23)$$

6. 4 負荷曲面の移動法則

力点 P が負荷曲面上にあって移動硬化するときの、負荷曲面の移動方向をベクトル $\{dT\}$ で表す。軸力-曲げモーメントの二次元では、 $\{dT\}$ は降伏曲面上の点 A_G における接線ベクトルと等しいので1つに決まる。点 A_G は負荷曲面の頂点である。三次元では、 $\{dT\}$ は $G=0$ の頂点 A_G での $F=0$ の接平面に含まれるので、次式が成り立つ。

$$\left\{ \frac{\partial F}{\partial P} \right\}^T \cdot \{dT\} = 0 \quad (6.24)$$

負荷曲面の頂点 A_G での降伏曲面の法線ベクトル $\left\{ \frac{\partial F}{\partial P} \right\}$ と、力点 P での負荷曲面の法線ベクトル $\left\{ \frac{\partial G}{\partial P} \right\}$ の2つのベクトルを、点 A_G を始点として描いたときに、 $\{dT\}$ が2つのベクトルを含む平面上のベクトルとすると、次のように表せる。

$$\{dT\} = s \cdot \left\{ \frac{\partial F}{\partial P} \right\} + (1-s) \cdot \left\{ \frac{\partial G}{\partial P} \right\} \quad (6.25)$$

(6.24)(6.25)式より次式を得る。

$$\{dT\} = \left[\frac{\left(\left\{ \frac{\partial F}{\partial P} \right\} - \left\{ \frac{\partial G}{\partial P} \right\} \right) \cdot \left\{ \frac{\partial F}{\partial P} \right\}^T}{\left\{ \frac{\partial F}{\partial P} \right\}^T \cdot \left(\left\{ \frac{\partial G}{\partial P} \right\} - \left\{ \frac{\partial F}{\partial P} \right\} \right)} + [I] \right] \cdot \left\{ \frac{\partial G}{\partial P} \right\} \quad (6.26)$$

6. 5 硬化乗数

硬化乗数 c を決定する。 M_x - N に関する二次元の場合の硬化乗数は、(4.13)式を準用し、次のように仮定する。

$$c = \frac{N^2 \cdot (\partial G / \partial M_x)^2}{h^2 \cdot \sigma_B \cdot b \cdot R_{AX}^p}, \quad R_{AX} > 0 \quad (6.27)$$

R_{AX}^p は(4.13)式の分母の $\pm(\phi_x - \phi_x')$ に当たる部分である。 R_{AX}^p の増分を dR_{AX}^p とし、(4.20)(4.21)式に准じ、弾完全塑性状態では $dR_{AX}^p = |dR_x^p|$ 、弾硬化塑性状態では $dR_{AX}^p = -|dR_x^p|$ とする。 dR_x^p は X 軸廻りの塑性部材端部回転角増分である。

同様に、 M_y - N に関する二次元の場合の硬化乗数は次式となる。

$$c = \frac{N^2 \cdot (\partial G / \partial M_y)^2}{h^2 \cdot \sigma_B \cdot D \cdot R_{AY}^p}, \quad R_{AY} > 0 \quad (6.28)$$

(6.27)(6.28)式より三次元での硬化乗数 c を次式とする。

$$c = \frac{N^2 \cdot \{(\partial G / \partial M_x)^2 + (\partial G / \partial M_y)^2\}}{h^2 \cdot \sigma_B \cdot \sqrt{(b \cdot R_{AX}^p)^2 + (D \cdot R_{AY}^p)^2}} \quad (6.29)$$

硬化乗数は、第4章における軸力一定の条件下での乗数に基づいて仮定したが、軸力が変動する場合も同じものを用いる。また、(6.29)式の硬化乗数を用いた場合、“4. 5 解析結果の比較”での Fig.4-5 に示した軸力比 0.1 の解析結果のように、軸力比が小さいと、曲げモーメント - 回転角関係のループが大きく内側に反ってしまうことが予想され、実際の RC 部材の挙動とは異なる解析結果が得られることが考えられる。(6.29)式の硬化乗数を用いて、実際の RC 部材の挙動に近い解析結果が得られるのは、ある程度軸力の作用している柱部材を対象とした場合が考えられる。

6. 6 弾性範囲

力点が降伏曲面上にある状態から除荷となる場合、負荷曲面はその頂点 A_G が $A_G = F_U$ となる位置に移動し、同時に弾性範囲が決定する。点 F_U は $F=0$ 上の点である。“4. 3 負荷曲線及び移動法則の仮定”に記した負荷曲線の仮定では、点 F_U を反転するときの力点 P としている。Fig.4-1 のような無筋コンクリート断面のモデルと Fig.4-2 のような材料特性を仮定

した場合、力の反転の瞬間における回転軸の位置は圧縮縁となり、このときの変形方向が負荷曲面の頂点 A_G の法線方向と一致するので、力の反転時の力点 P と頂点 A_G が重なるように仮定した。鉄筋が配されている RC 断面については、力が反転する瞬間の回転軸の位置より塑性変形方向を決定し、塑性変形方向に合うように点 F_U を決める。ここでは、断面の 4 隅に主筋を配した長方形 RC 断面を対象とする。

$M_Y=0$ とし、 M_X-N の二次元について考える。Fig.6-4 (a)に示す RC 断面において、Fig.6-5 に示すような材料特性を持つコンクリート及び鉄筋を仮定して、平面保持の仮定を用い、軸力一定の条件で Fig.6-4 (b)に示す応力-歪状態から回転変形方向を反転させる。回転軸位置 x_n が鉄筋間 d_c にある状態で反転させる場合、すなわち軸力で $b\sigma_B(D-d_c)/2 \leq N \leq b\sigma_B(D+d_c)/2$ の範囲の場合、軸力一定の条件を考慮すると、回転変形方向を反転させた後の回転軸位置も鉄筋間 d_c になければならず、Fig.6-4 (c)に示すように反転の瞬間の回転軸位置は鉄筋の位置 x_{nt} となる。Fig.6-6 に破線で示した M_X-N 平面の累加強度曲線は、断面上で任意の回転軸位置 x_n を決め、平面保持を仮定して単調回転変形を与えたときの強度に等しい^{6.5)}。回転軸位置 x_{nt} の時の変形方向は、Fig.6-6 における累加強度曲線上の点 H での法線と同じ方向である。すなわち、軸力が $b\sigma_B(D-d_c)/2 \leq N \leq b\sigma_B(D+d_c)/2$ の範囲の場合、反転させた直後の塑性変形方向は点 H での法線方向と仮定できる。

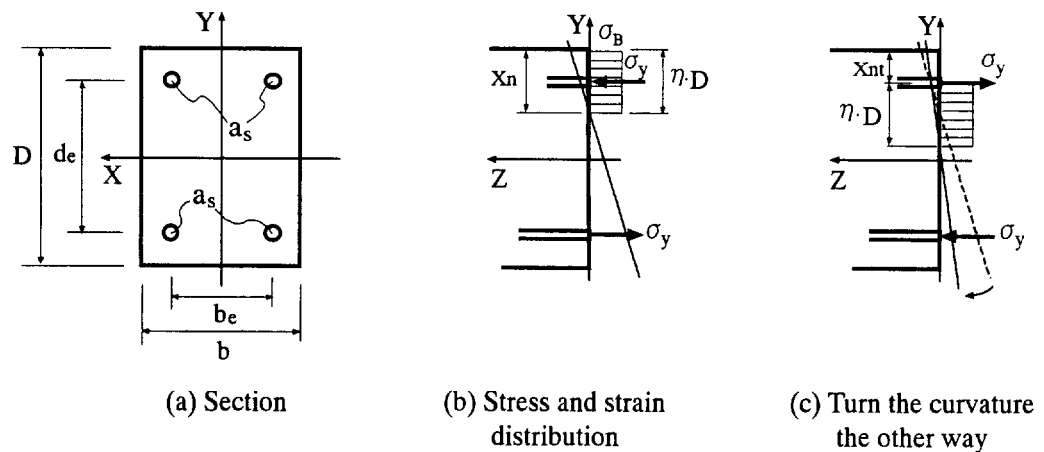


Fig.6-4: RC section and stress-strain distribution

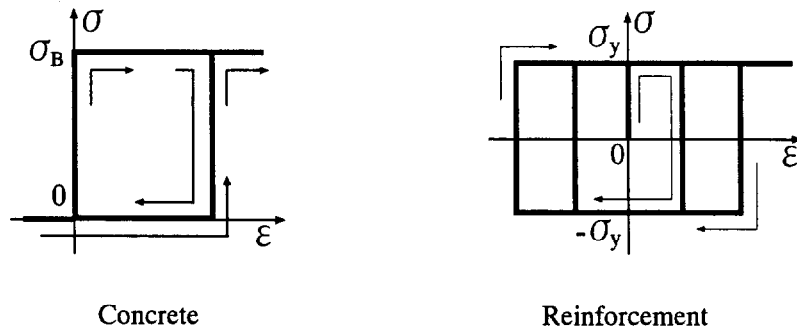


Fig.6-5: Material properties

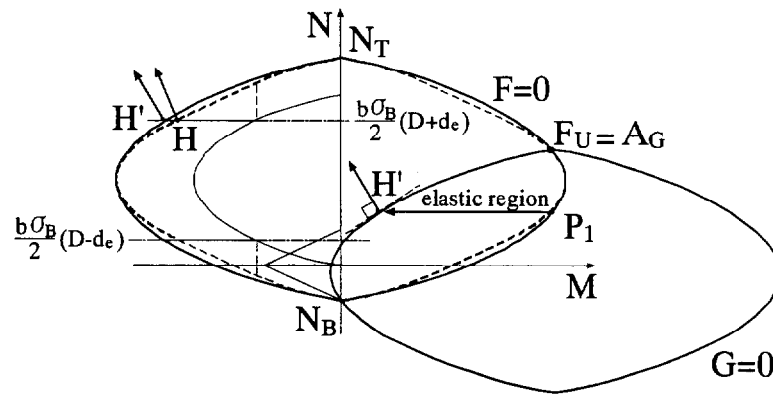


Fig.6-6: Location of point F_U

Fig.6-4 の RC 断面において、軸力一定で回転方向を反転させた場合、塑性変形方向を負荷曲面の法線方向で表すことにすると、回転方向を反転させた時の力点（Fig.6-4 (c)の状態の曲げモーメントと軸力）と負荷曲面上の点 H は重なるべきである。しかし、このことは、負荷曲面が降伏曲面と同じ形状と大きさを持ち、負荷曲面の頂点 A_G が常に降伏曲面上にあるという仮定を満たさない。ここでは、負荷曲面が降伏曲面と同じ形状と大きさを持ち、負荷曲面の頂点 A_G が常に降伏曲面上にあるという仮定と、塑性変形方向を負荷曲面の法線方向で表現することを優先する。累加強度曲線を近似した降伏曲線 $F=0$ において、Fig.6-6 に示すように、点 H' を点 H に相当する点とする。点 P_1 から力の方向を反転させた時に、軸力一定の条件下でモーメントを減少させて負荷曲線 $G=0$ 上の点 H' に到達するように $G=0$ を移動させる。このとき、 M_X - N の二次元における点 F_U の軸力成分 N_{FUX} は、

$$[b \sigma_B (D - d_e)/2 \leq N \leq b \sigma_B (D + d_e)/2]$$

$$N_{FUX} = N + N_T - b \cdot \sigma_B \cdot (D + d_e)/2 \quad (6.30)$$

となる。

軸力が $N=b\sigma_B(D+d_e)/2$ の時は $N_{FUX}=N_T$ となるので、 $b\sigma_B(D+d_e)/2 \leq N \leq N_T$ の範囲では $N_{FUX}=N_T$ とする。

軸力が $N=b\sigma_B(D-d_e)/2$ の時は、力点 P_1 での降伏曲線の法線ベクトル $\{\partial F/\partial P\}$ と、 $G=0$ 上の点 H' での法線ベクトル $\{\partial G/\partial P\}$ との関係が $\{\partial F/\partial P\} = -\{\partial G/\partial P\}$ となる。 $N \leq b\sigma_B(D-d_e)/2$ の範囲では、力の向きが反転するときの降伏曲面上の力点での法線ベクトル $\{\partial F/\partial P\}$ と、反転させた後に軸力一定で力点が $G=0$ に達した時の法線ベクトル $\{\partial G/\partial P\}$ との関係が $\{\partial F/\partial P\} = -\{\partial G/\partial P\}$ となるようにすると、点 F_U の軸力成分 N_{FUX} は次のようになる。

$$[N_B \leq N \leq b\sigma_B(D-d_e)/2]$$

$$N_{FUX} = 2 \cdot N + N_T - b \cdot D \cdot \sigma_B \quad (6.31)$$

M_Y - N の二次元においても、同様にすると点 F_U の軸力成分 N_{FUY} が求まる。

点 F_U の算出方法を三次元に拡張する。Fig.6-6 のような断面の 4 隅に鉄筋を配した長方形 RC 断面では、断面幅 D に対する鉄筋間距離 d_e の比と、断面幅 b に対する鉄筋間距離 b_e の比が等しければ、 M_X - N 平面に関する N_{FUX} と M_Y - N 平面に関する N_{FUY} は等しくなる。この場合、 $F=0$ 上の点 $P(M_X, M_Y, N)$ から除荷となるとき点 F_U の軸力成分 N_{FU} が、 $N_{FU}=N_{FUX}=N_{FUY}$ となることを仮定する。この仮定を満たすように N_{FU} を次式で算出する。

$$N_{FU} = N_{FUX} \cdot \cos^2 \theta + N_{FUY} \cdot \sin^2 \theta \quad (6.32)$$

θ は、点 P のモーメント成分によるベクトル $\{M\}=(M_X, M_Y, 0)^T$ と M_X 軸との成す角である。点 F_U のモーメント成分によるベクトル $(M_{XFU}, M_{YFU}, 0)^T$ と $\{M\}$ の方向が等しいと仮定し、点 F_U が降伏曲面上の点である条件 $F(F_U)=0$ を用いれば点 F_U が算出できる。

負荷曲面と降伏曲面とで囲まれた領域を弾性範囲とし、負荷曲面に達した後は弾硬化塑性状態とする。ここで示した弾性範囲の算出方法は、軸力一定の条件を用いて決定したものだが、軸力が変動する場合も同じ方法を用いる。

6. 7 まとめ

RC 部材端部での降伏条件、負荷曲面、弾性剛性を用い、負荷判定基準を導入して負荷・除荷・中立負荷を判別し、弾性・弾硬化塑性・弾完全塑性状態において、塑性論に基づいた RC 部材の三次元非線形復元力特性定式化を行った。

第7章 実験結果と解析結果の比較及び考察

第7章 実験結果と解析結果の比較及び考察

7. 1 目的

第6章で示したモデルによる解析結果と実験結果の比較及び考察を行う。実験は、第2章で示したCBS-V-3-99、CBS-V-9-99、CBS-V-24-99、CBS-C-99の4体と、本章で示すCBS-V-00、CBS-C-00の2体、計6体の試験体を用いた圧縮曲げせん断実験である。試験体の設計は6体全て同じである。加力は、逆対称曲げと軸力の二方向の加力である。解析での入力は、部材端部回転角と軸力である。

7. 2 実験

RC柱試験体CBS-V-00及びCBS-C-00を用いて、軸力 N と逆対称曲げモーメント M_x の二方向の力を与える実験を行った。試験体と加力方法は第3章で示したものと同一である。変形の測定項目は、部材端部回転角 R_x と材軸方向変位 Δl であり、実験結果はFig.7-1に示すような部材座標系で評価している。ただし、 $\Delta l = 2\delta_f$ である。軸力 N と軸方向変位 Δl は圧縮側を正としている。試験体リストをTable 7-1に、鉄筋の力学特性をTable 7-2に示す。試験体寸法は、断面 $150 \times 200\text{mm}$ でクリアスパン 800mm である。主筋には異形鉄筋D13を用い、断面の4隅に配している。せん断補強筋には 6ϕ の丸鋼を用い、 40mm 間隔で配した。

CBS-C-00では、軸力比約0.3に相当する一定軸力下で繰り返し逆対称曲げを与えた。CBS-V-00では、軸力一定での繰り返し逆対称曲げ、部材端部回転角一定での軸力変動、軸方向変位一定での軸力変動を含む履歴で载荷した。

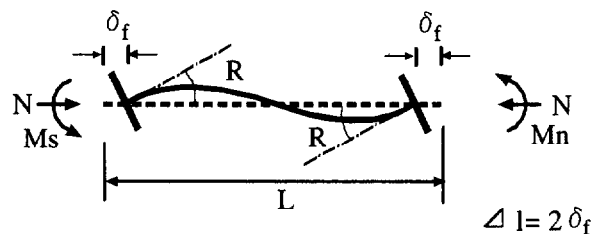


Fig.7-1: Member coordinate

Table 7-1: Dimension of specimens and mechanical properties of concrete

Name of Specimen	Section b x D (mm)	Length of Clear span (mm)	Main Reinf. Pg(%)	Shear Reinf. Pw(%)	Concrete		
					Age of Concrete (days)	Compressive Strength σ_B (kgf/cm ²)	Splitting Tensile Strength σ_T (kgf/cm ²)
CBS-C-00	150x200	800	4-D13	6 ϕ @40	35-36	354	34.0
CBS-V-00			1.72	0.94	40-43	353	31.0

Table 7-2: Mechanical properties of reinforcements

	Deformed Bar 13 ϕ	Round Bar 6 ϕ
Nominal Diameter (mm)	12.7	6.0
Actual Diameter (mm)	-	6.0
Yield Strength (kgf/mm ²)	36.1	42.7
Tensile Strength (kgf/mm ²)	53.4	54.2
Young's Modulus (kgf/mm ²)	1.95×10^4	2.01×10^4
Classification of Test Piece (JIS Z2201)	No.2	No.2

7. 3 考察

第6章で示したモデルによる解析結果と実験結果の比較及び考察を行う。対象とする実験結果は、第2章で示した CBS-V-3-99、CBS-V-9-99、CBS-V-24-99、CBS-C-99 の4体と、CBS-V-00、CBS-C-00 の2体、計6体の結果である。解析での入力、部材端部回転角 R_x と軸力 N である。解析に用いたコンクリートのヤング係数は、シリンダー圧縮試験から得られた応力-歪曲線の1/3割線弾性係数である 2.50×10^5 kgf/cm²、鉄筋のヤング係数は材料の引張試験より得られた 1.95×10^6 kgf/cm² である。

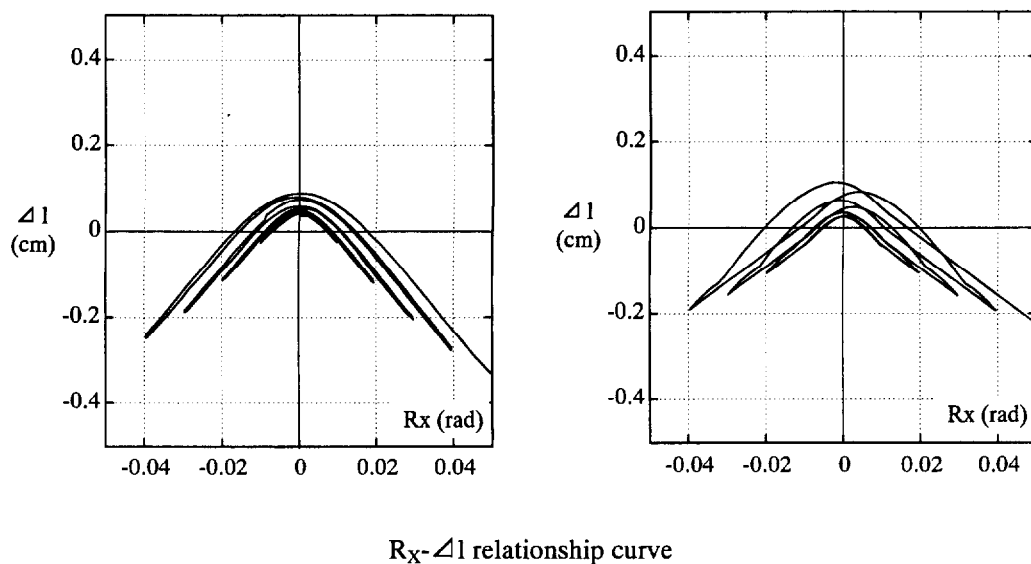
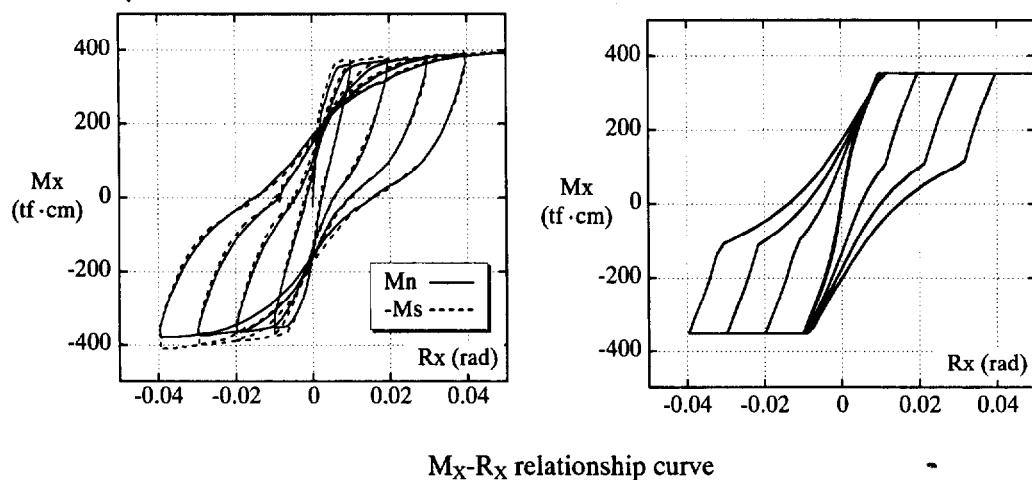
<CBS-C-99>

CBS-C-99の実験結果を Fig.7-2 の左側に、解析結果を右側に示す。実験では、一定軸力で繰り返し回転変形を与えた。軸力比は約 0.30 である。実験結果の M_x - R_x 図では、部材両端部の曲げモーメントをそれぞれ実線と破線で示している。Fig.7-2 より実験結果と解析結果は巨視的に一致している。特に R_x - Δl 図において、除荷の過程で軸方向変形が圧縮方向に進む挙動を表現できていることが特徴である。問題点を以下に挙げる。

解析モデルでは、降伏曲面については完全塑性を仮定しているため、耐力が累加強度を超えていることを表現できていない。降伏曲面に関して加工硬化を考慮すれば解決すると考えられるが、硬化法則として等方硬化、移動硬化、等方硬化と移動硬化の複合硬化の3つが考えられ、鉄筋コンクリート部材に適する硬化を検討する必要がある。いずれの硬化においても、降伏曲面と同じ大きさと形状を持つ負荷曲面について、降伏曲面の変化による影響を仮定しなければならない。

M_x-R_x 図では、初期の力-変形関係において、1周目のループでの実験結果と解析結果は大きく異なる。解析モデルの弾性剛性は、第5章で示したように、部材が降伏した後の状態を想定し、力増分-変形増分関係について算出したものである。算出した弾性剛性は初期の力-変形の挙動に対応していないため、実験と解析で異なる結果となる。しかし、ループを重ねて変形を大きくしていくと、 M_x-R_x 図に示すように、実験結果と解析結果の除荷における傾きは比較的一致する。

$R_x-\Delta l$ 図において、実験結果では曲線の頂点はほぼ $R_x=0$ 上にあるが、解析結果では曲線の頂点は $R_x=0$ の左右に偏差している。また、 M_x-R_x 図に示すように、曲げモーメントを除荷した場合、実験結果では曲げモーメントが過去の最大経験回転角での耐力点に向かうが、解析結果では初期の降伏回転角での耐力点に向かう。これらは、繰り返し変形履歴による部材端部断面コンクリートの劣化の影響が硬化乗数 c には考慮されていないからである。(6.29)式で仮定した硬化乗数について、(4.13)式の ϕ_x' に当たる部分を硬化乗数に反映させれば、2つの問題は解決できると考えられる。しかし、変形履歴を記憶させる必要があり、計算が複雑となるので、このモデルでは硬化乗数に繰り返し変形履歴による部材端部断面コンクリートの劣化の影響を考慮しなかった。



Test result

Numerical result

Fig.7-2: Test and numerical results of CBS-C-99

<CBS-C-00>

CBS-C-00 の実験結果を Fig.7-3 の左側に、解析結果を右側に示す。Fig.7-2 に示すように、部材両端部のモーメントにはあまり差がないので、CBS-C-00 を含めた残り 5 体の試験体については、部材端部曲げモーメントを両端部曲げモーメントの平均値で評価する。実験では、一定軸力で繰り返し回転変形を与えた。軸力比は約 0.30 である。载荷では繰り返し回転変形によるループのモーメント幅を変えており、部材が正負両側で降伏するモーメント幅を持つ大きなループと、モーメント幅の小さなループがある。

CBS-C-99 の考察でも述べたように、初期の変形の小さな範囲での力-変形関係については、弾性剛性が原因で実験と解析の結果が異なる。

Fig.7-3 に示すように、モーメント幅 200 tf·cm のループは、解析結果でのモーメント幅は多少異なるものの、おおよそ表現できている。

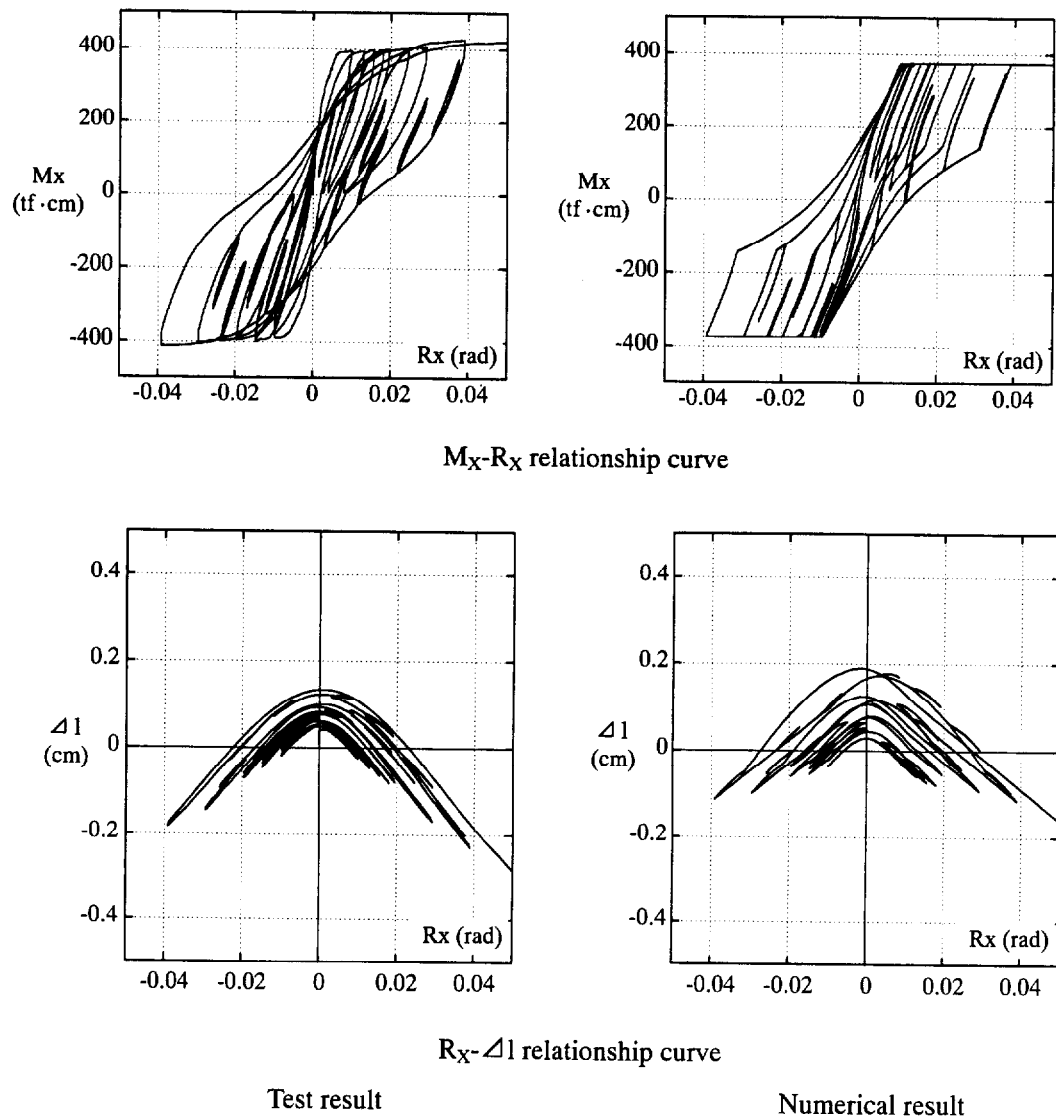


Fig.7-3: Test and numerical results of CBS-C-00

<CBS-V-24-99>

CBS-V-24-99 の載荷計画を Fig.7-4 に示す。縦軸は部材端部回転角 (R_X) 及び軸力比 ($N/bD \sigma_B$) であり、横軸は載荷過程の時間的な流れを示している。図中の番号は、軸力変動の始点及び終点、回転角の作用方向が逆転する点を表している。CBS-V-24-99 の実験結果を Fig.7-5 の左側に、解析結果を右側に示す。解析結果の M_X - N 図の破線は、累加強度曲線を放物線に近似した降伏曲面である。実験では、軸力比約 0.30 の一定軸力で繰り返し回転変形を与える中、軸力を増加—減少—増加あるいは減少—増加—減少と変動させた。

解析結果において、降伏曲面内での軸力変動における力—変形挙動は実験結果と比較的一致している。降伏曲面上に力点がある状態からの軸力を増加させる過程では、実験結果よりも解析結果のほうが曲げモーメントの増加が大きい。この過程のように、力点が降伏曲面上にある状態から軸力を増加させて弾性状態となる場合、第5章で提案した弾性剛性を用いると、実験結果よりも力増分が大きくなるからである。また、軸力変動の過程において、一度降伏曲面内に入った力点が再び降伏曲面に達して弾完全塑性状態になるため、次に除荷となる時に負荷曲面が新たな点 F_U に移動する。点 F_U は除荷時の軸力の影響を受ける。軸力の増加—減少—増加(⑪→⑫)と減少—増加—減少(⑦→⑧、⑮→⑯)とでは、除荷時の軸力が異なるため、軸力一定で除荷する場合の弾性範囲が異なる結果となった。 M_X - R_X 図及び R_X - Δl 図においてその影響が見られる。

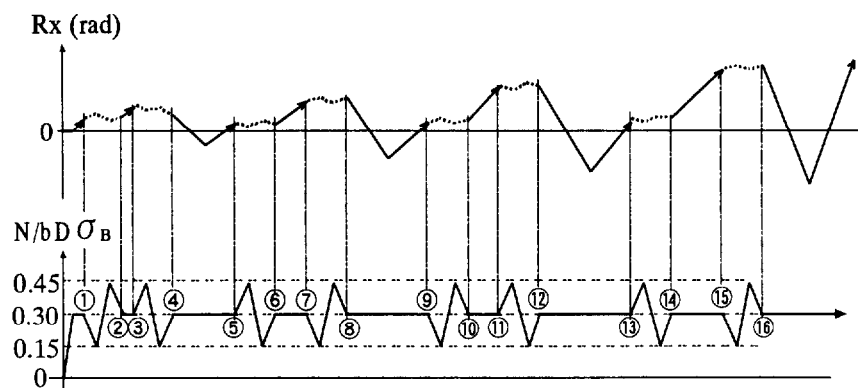
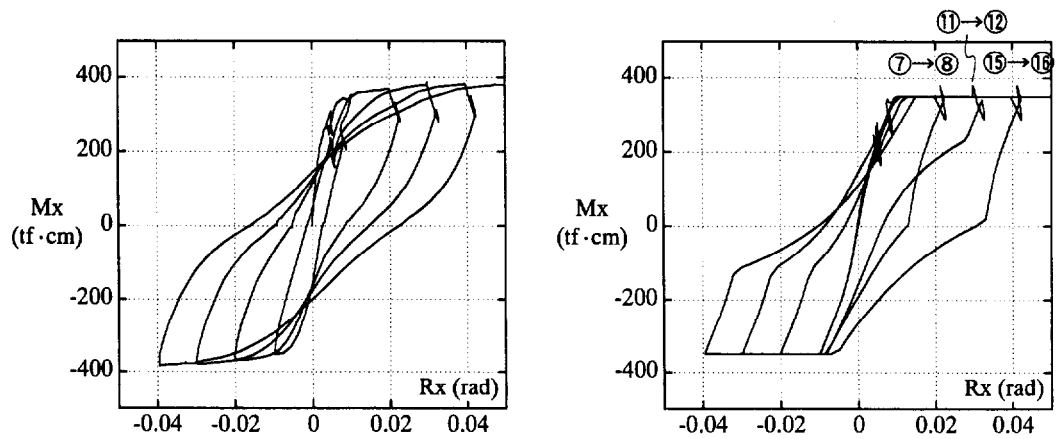
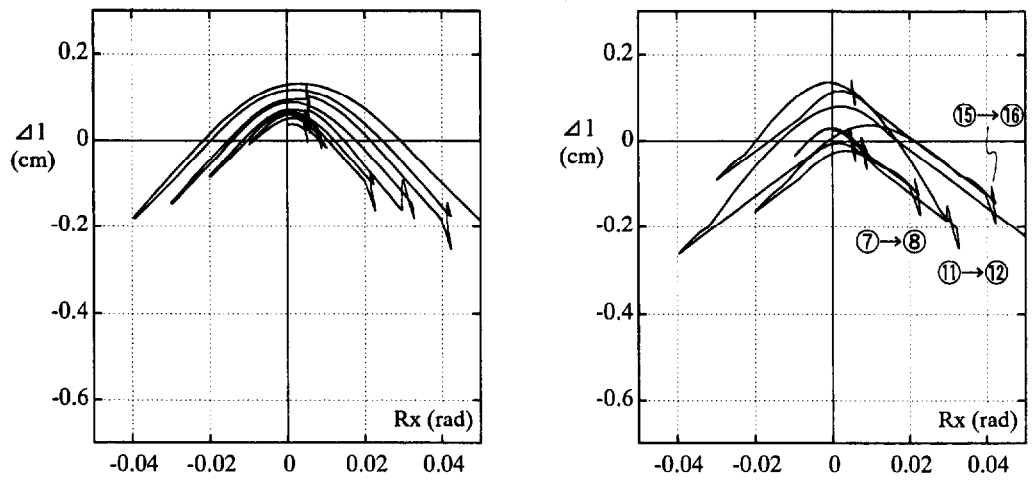


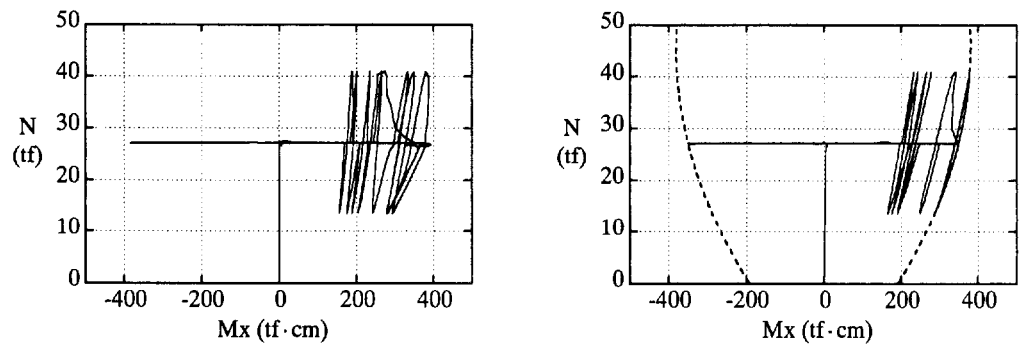
Fig.7-4: Loading plan of CBS-V-24-99



M_x - R_x relationship curve



R_x - Δl relationship curve



M_x - N relationship curve

Test result

Numerical result

Fig.7-5: Test and numerical results of CBS-V-24-99

<CBS-V-3-99>

CBS-V-3-99 の荷重経路を Fig.7-6 に示す。CBS-V-3-99 の実験結果を Fig.7-7 の左側に、解析結果を右側に示す。部材端部曲げモーメントは両端部曲げモーメントの平均値で評価している。解析結果の M_x - N 図の破線は、累加強度曲線を放物線に近似した降伏曲面である。

①→②や⑥→⑦の過程のように軸力を増加させた時に、実験結果に比べて解析結果でのモーメントは増加している。これは、CBS-V-24-99 の考察でも述べたように、弾性剛性の影響である。⑥→⑦の過程では、軸力比で約 0.0625～0.3 までが弾性状態であり、その後は、降伏曲面に力点が到達し、完全塑性状態となった。

解析結果の M_x - R_x 図において、④→⑤の過程で M_x - R_x の挙動が途中で大きく変化している。 M_x - R_x 関係において、力点が降伏曲面上にある状態から軸力一定でモーメントの向きを反転させた場合、始めは弾性状態だが、力点が負荷曲面に到達して弾硬化塑性状態になる瞬間に M_x - R_x の挙動が大きく変化する。弾硬化塑性状態では、始めは回転角増分に対するモーメント増分は小さく、回転角が進むにつれてモーメント増分が大きくなる。これは硬化乗数の影響であり、この傾向は低軸力であるほど極端で、軸力の低い④→⑤の過程では実験結果と大きく異なる挙動を示した。

④→⑤→⑥の過程で、実験と解析結果では異なる結果を示している。実験において④→⑤→⑥の過程では、軸力を軸力比 0.625 まで減少させてから一定軸力で繰り返し回転角を与えている。この過程でのコンクリートの劣化状態は、仮に軸力比 0.625 の軸力で終始一定として繰り返し回転変形を与えた場合のコンクリートの劣化状態と異なるはずであるが、部材端部断面コンクリートの劣化の影響が硬化乗数 c に考慮されていないためにその違いが表現できず、実験と解析が異なる結果を示した。

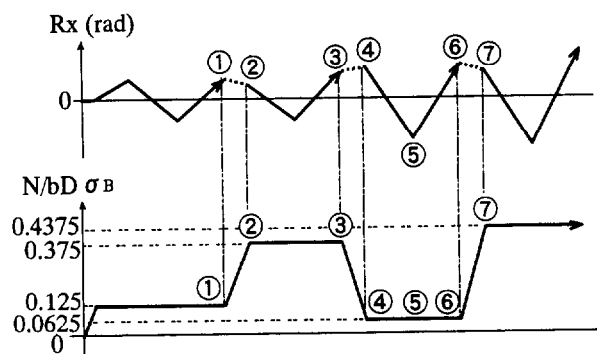
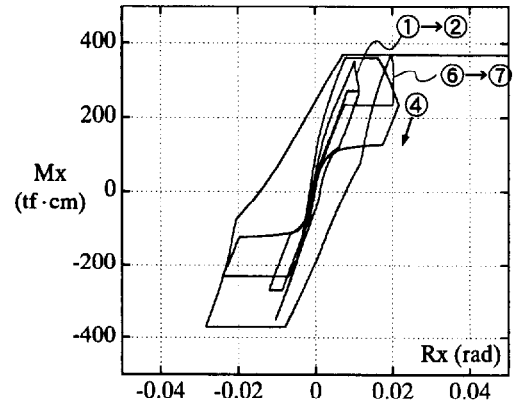
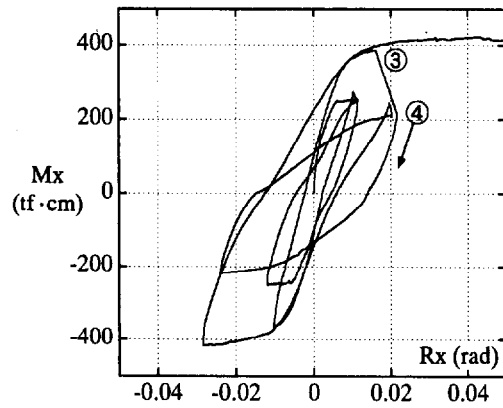
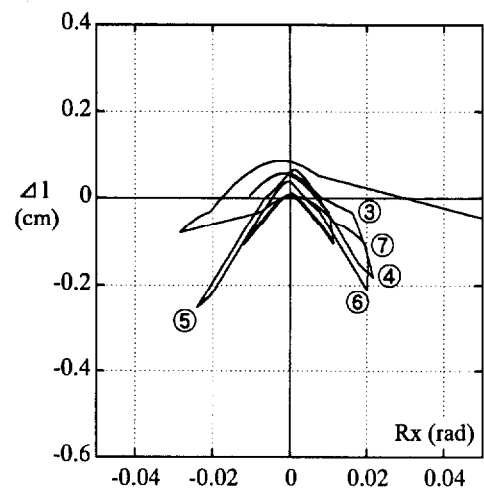
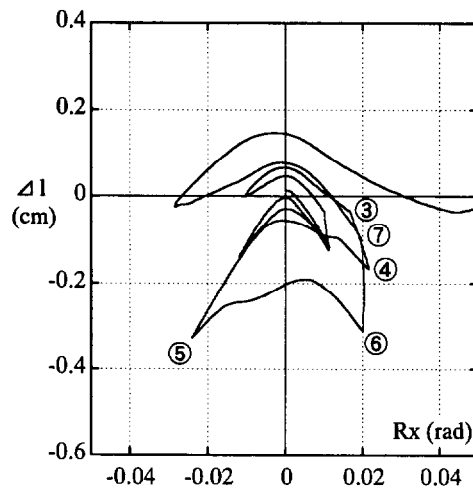


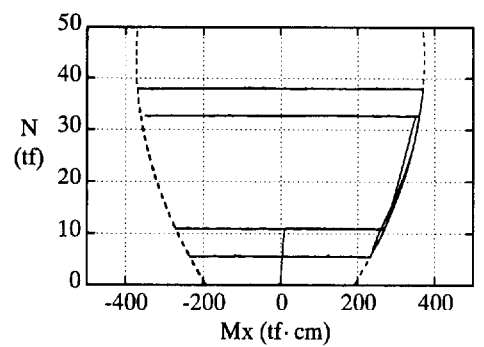
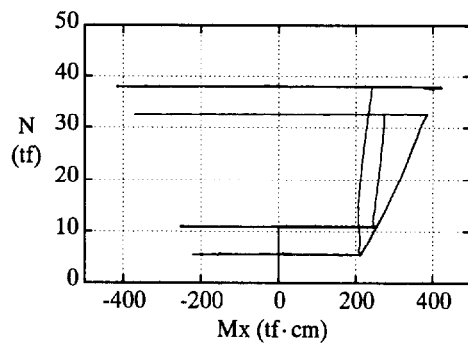
Fig.7-6: Loading plan of CBS-V-3-99



M_x - R_x relationship curve



R_x - Δl relationship curve



M_x - N relationship curve

Test result

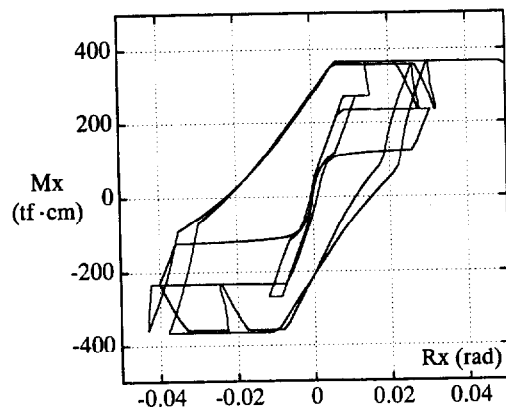
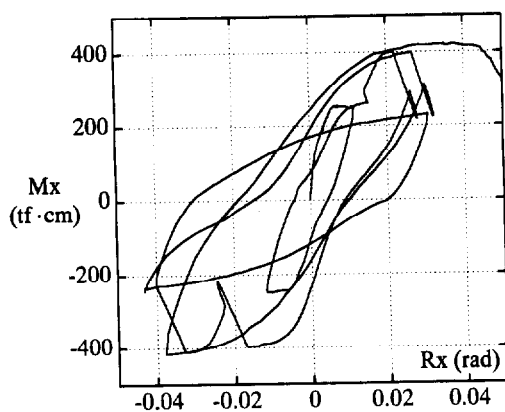
Numerical result

Fig.7-7: Test and numerical results of CBS-V-3-99

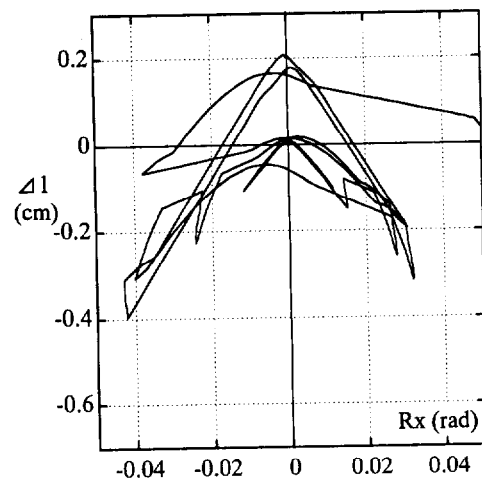
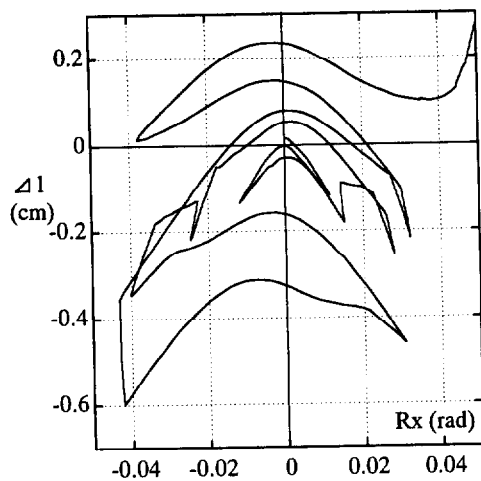
<CBS-V-9-99>

CBS-V-9-99 の実験結果を Fig.7-8 の左側に、解析結果を右側に示す。部材端部曲げモーメントは両端部曲げモーメントの平均値で評価している。解析結果の M_x - N 図の破線は、累加強度曲線を放物線に近似した降伏曲面である。CBS-V-3-99 との载荷経路の違いは、CBS-V-3-99 では曲げモーメントの正側のみで軸力を変動させているのに対して、CBS-V-9-99 では正負両側で軸力を変動させていることである。実験と解析の結果には、CBS-V-3-99 の考察で述べた差異が生じている。

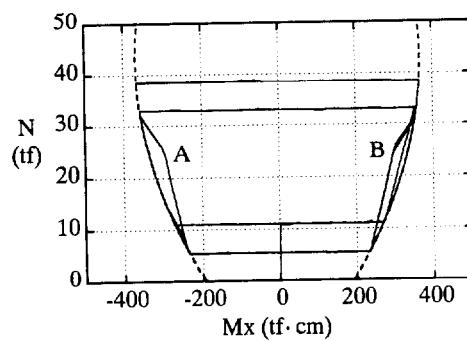
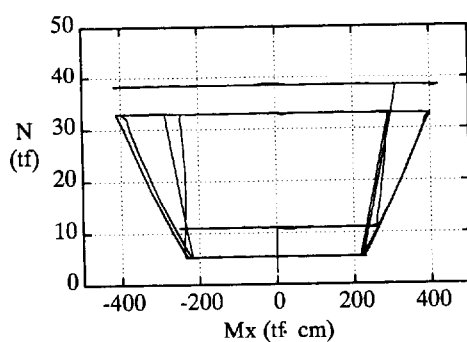
解析結果において、軸力を増加させている過程 (M_x - N 図の A 及び B の過程) で、力の方向が途中で変わり、降伏曲面に近づく方向になっている。これは、軸力増加の過程において、始めは弾性状態であったが、力点が負荷曲面に達して弾硬化塑性状態になり、塑性変形が生じ、弾性変形がモーメント増分を大きくする方向へ変化したためである。



M_x - R_x relationship curve



R_x - Δl relationship curve



M_x - N relationship curve

Test result

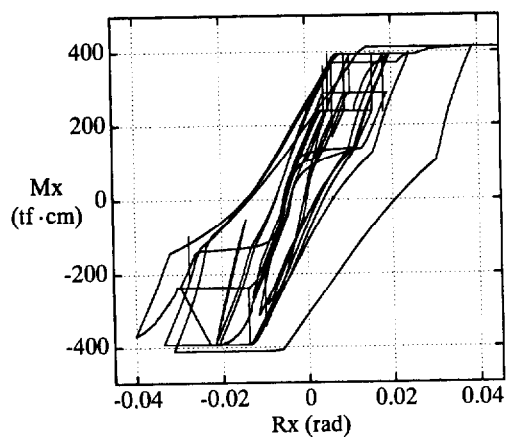
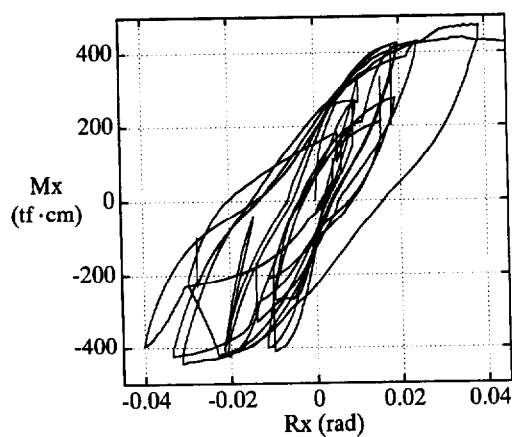
Numerical result

Fig.7-8: Test and numerical results of CBS-V-9-99

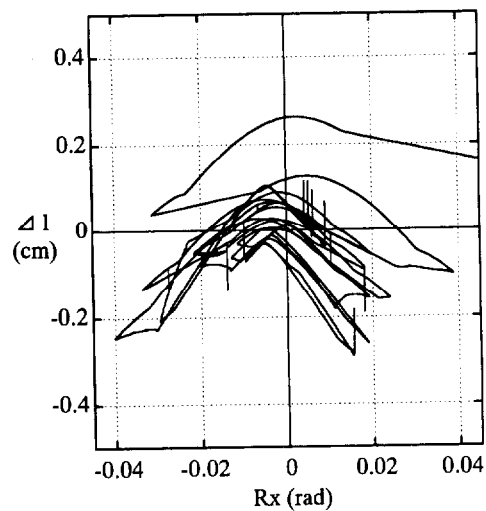
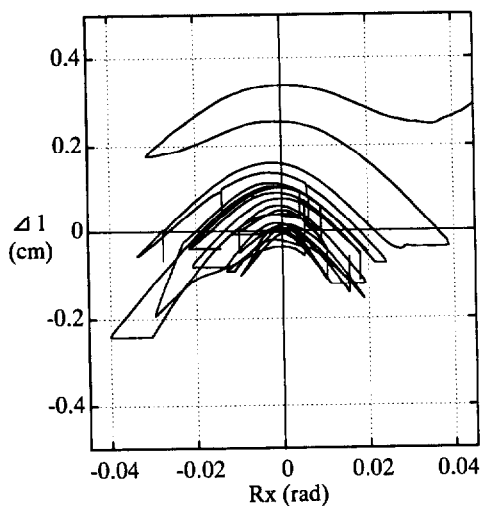
<CBS-V-00>

CBS-V-00 の実験結果を Fig.7-9 の左側に、解析結果を右側に示す。部材端部曲げモーメントは両端部曲げモーメントの平均値で評価している。解析結果の M_x - N 図の破線は、累加強度曲線を放物線に近似した降伏曲面である。

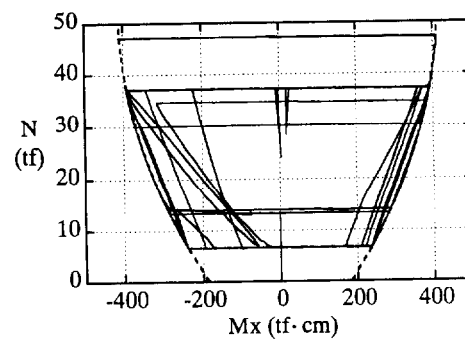
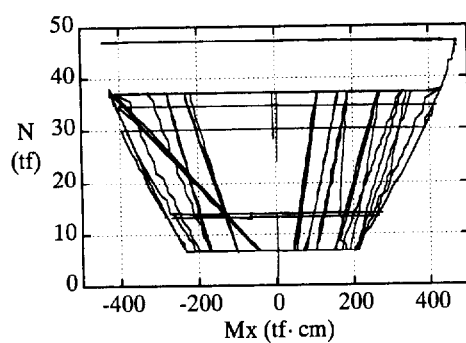
実験結果と解析結果は、他の試験体 5 体の考察で述べたような差異が生じているが、巨視的に一致している。 M_x - N 図に示すように、実験結果では、降伏曲面の内側でも軸力を変動させたが、解析結果ではこれらの挙動が表れていない。解析では部材端部回転角を入力している。解析結果では、軸力一定での除荷の過程では、力点は初期の降伏回転角での耐力点に向かう。実験結果では、力点は過去の最大経験回転角での耐力点に向かう。そのため、同じ回転角 R_x での曲げモーメントを比較すると、実験結果よりも解析結果のほうが大きくなり、解析では軸力変動の履歴曲線が降伏曲面付近に偏る結果となった。



M_x - R_x relationship curve



R_x - Δl relationship curve



M_x - N relationship curve

Test result

Numerical result

Fig.7-9: Test and numerical results of CBS-V-00

7. 4 まとめ

6 体の RC 柱試験体を対象に、第 6 章で示したモデルによる解析結果と実験結果の比較及び考察を行った。解析での入力値は、部材端部回転角と軸力である。軸力比約 0.30 の一定軸力で繰り返し回転変形を与えた実験結果と解析結果では、比較的良い一致を示した。軸力を変動させた実験に対しては、実験結果と解析結果が巨視的に一致することを示した。

第 8 章 結論

第8章 結論

8. 1 本研究より得られた結論

本研究は、せん断耐力算定式を示すことで曲げ破壊型の RC 柱を対象とすることを条件づけ、二方向の逆対称曲げと変動軸力を受ける柱の三次元非線形復元力特性を塑性論に基づいて定式化することを目的として研究を行った。

第2章では、アーチとトラス機構の重ね合わせたせん断力伝達機構に基づく RC 部材のせん断耐力算定方法を示した。せん断補強筋と主筋の付着を取り除いた RC 部材試験体 26 体を用いて圧縮曲げせん断実験を行った。アーチ機構において、実験結果を基にコンクリート圧縮束の有効圧縮強度算定式を提案した。トラス機構では、最大耐力時に部材端部付近のせん断補強筋が降伏しないことを考慮し、トラス機構のせん断耐力を低減した。アーチ及びトラス機構の耐力を足し合わせることで部材のせん断耐力を算定する方法を示した。

第3章では、RC 部材の三次元非線形復元力特性を定式化する前に、変動軸力を受ける RC 部材の二次元復元力特性と塑性論との類似性の実験による検討を行った。実験では、試験体 4 体を用いて、変動軸力と繰り返し逆対称曲げを軸力比 0~0.5 の範囲で作用させた。

第4章では、引張歪領域では応力を負担せず、圧縮歪領域では最大経験歪に達すると降伏応力を負担する材料特性を持つ長方形断面モデルを仮定し、軸力一定の条件下で繰り返し回転変形を与えた。断面モデルの変形増分方向と負荷曲面の法線方向が一致するように、負荷曲面及び移動硬化法則を提案した。また、断面モデルの力増分-変形増分関係及び移動硬化法則より、硬化乗数を決定した。

第5章では、軸力-曲げモーメントの相関を考慮した弾性剛性算定方法を提案した。弾性剛性は、力増分-変形増分関係において線形である。RC 断面において、コンクリートでの応力負担部分を仮定し、平面保持の仮定より断面における弾性剛性を求めた。RC 部材に圧縮曲げせん断力が作用している状態において、微小の変形を与えたときの応力増分の伝達機構をモデル化し、RC 断面での弾性剛性を RC 部材の弾性剛性に拡張した。力空間の降伏曲面内における任意の力点の弾性剛性算出には、降伏曲面を用いる方法を示した。降伏曲面は累加強度曲線を三次元に拡張した曲面である。

第6章では、提案した負荷曲面、移動法則、弾性剛性を用いて、塑性論に基づいた RC 部材の三次元非線形復元力特性定式化を行った。完全塑性を意味する降伏曲面と、移動硬化す

る負荷曲面を仮定し、塑性論の概念に基づいて構成方程式を導いた。

第7章では、定式化した三次元非線形復元力モデルを用いて、実験と解析の結果を比較検討した。実験は、RC 柱試験体に逆対称曲げと軸力の二方向の力を与えるものである。載荷計画は、変動軸力と繰り返し逆対称曲げを含むものである。繰り返し逆対称曲げを与える場合は、軸力を一定とし、部材端部回転角を制御した。解析での入力は、軸力と部材端部回転角である。

実験及び解析の結果より以下の知見を得た。

- (1) 最終破壊前にせん断ひび割れが発生する可能性が高い範囲は、シアスパン比で $0.50 \leq L/2D \leq 1.00$ である。また、 V_a と比べて低いせん断力でせん断ひび割れが発生した試験体の耐力は V_a の7割程度となる。 V_a は、日本建築学会の鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針（以下、終局強度型耐震設計指針）に示されているアーチモデルにおいて、コンクリート圧縮強度有効係数を1.0としたときのせん断耐力である。（第2章）
- (2) せん断耐力の実験値は、終局強度型耐震設計指針A法によるせん断耐力算定値を大きく上回った。終局強度型耐震設計指針B法によるせん断耐力算定値は、A載荷法での実験値とは比較的一致しているが、C載荷法では $1.25 \leq L/2D \leq 1.75$ の範囲で試験体5体中4体の実験値が下回った。（第2章）
- (3) せん断耐力の上限は、シアスパン比やコンクリート強度に関わらず、 V_a と等しい（第2章）。
- (4) せん断耐力の下限は、シアスパン比に関わらず一定で、コンクリート強度の影響により、 V_a を $\nu_a = 0.85 - \sigma_B/3400$ で低減したものである。（第2章）
- (5) せん断耐力算定式は、終局強度型耐震設計指針に示されているせん断耐力算定式A法において、コンクリート圧縮強度有効係数に $\nu_a = 0.85 - \sigma_B/3400$ 、せん断補強筋比の換わりに $p_{wm} = \{(L-D)/L\} p_w$ ($1.0 \leq L/2D$)、 $p_{wm} = 0.5 p_w$ ($L/2D \leq 1.0$) を用いたものとする。（第2章）
- (6) 実用的と考えられる $10 \leq p_w \sigma_{wy} \leq 40 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲での提案式による算定値は、 $\sigma_B = 600 \text{ kgf/cm}^2$ 以上の高強度コンクリートを用いた RC 部材の場合は A 法と B 法の間の値が得られ、圧縮強度 $\sigma_B = 300 \text{ kgf/cm}^2$ 前後のコンクリートを用いた部材の場合は提案式と A 法と B 法による算定値は大差のないものとなる。 p_w はせん断補強筋比、 σ_{wy} はせん断補強筋の降伏強度である。（第2章）
- (7) 降伏曲線に力が到達した後、軸力が減少、変位が負荷の方向となる場合、力が降伏曲線に沿って移動し、力と変位の実験データ及び初期弾性剛性の理論値より得られた塑性変

位増分の向きはほぼ降伏曲線の法線方向である点で流れ法則と類似する。ここで、力はその成分をせん断力及び軸力とし、変位はその成分を水平変位及び軸方向変位とした。

R C 柱の累加強度曲線を降伏曲線と仮定した。(第 3 章)

- (8) 降伏曲線に力が到達した後、軸力が増加、変位が除荷の方向となる場合、力は降伏曲線の内側に移動するが、変位増分を弾性と仮定し、変位増分の実験データ及び初期弾性剛性の理論値より得られた力増分は、大きさ及び方向ともに実験結果と大きく異なる。(第 3 章)
- (9) 塑性論に基づいた RC 部材の復元力特性の定式化を行う時に、弾性剛性を初期弾性剛性の理論値に弾性剛性低下率を乗じたものとする場合、降伏曲線に沿って軸力が減少する方向へ力が移動すると弾性剛性が大きくなることを考慮する必要がある。(第 3 章)
- (10) 一定軸力下で繰り返し水平変位を与えた R C 柱の一次元復元力特性において、最大せん断力の実験値に対する 1/3 割線弾性係数に除荷剛性低下率を乗じた値が除荷剛性の実験値と一致するように除荷剛性低下率を算出した場合、各サイクルにおける同じせん断力での除荷剛性低下率は、サイクルを重ねて水平変位が増加するにつれて減少するが次第に一定となる傾向を示した。(第 3 章)
- (11) RC 部材端部での降伏曲面、負荷曲面、弾性剛性を用い、負荷判定基準を導入して負荷・除荷・中立負荷を判別し、弾性・弾硬化塑性・弾完全塑性状態において、塑性論に基づいた RC 部材の三次元非線形復元力特性定式化を行った。負荷曲面と負荷曲面の移動法則は、第 4 章に示したものを準用し、弾性剛性は第 5 章で示した方法で算出した。6 体の RC 柱試験体を対象に、定式化した復元力モデルによる解析結果と実験結果の比較及び考察を行った。解析での入力値は、部材端部回転角と軸力である。軸力比約 0.30 の一定軸力で繰り返し逆対称曲げを与えた実験結果と解析結果では、比較的良い一致を示した。軸力を変動させた実験に対しては、実験結果と解析結果が巨視的に一致することを示した。(第 4 章～第 7 章)

8. 2 今後の課題

本研究で示した RC 部材の三次元非線形復元力モデルの問題点は第 7 章で述べた。これらの問題点は、解析の目的に応じて解決すべきである。今後は、提案した復元力モデルを動的な地震応答解析に適応させ、三方向外乱を受ける RC 構造物の地震応答について検討していく。

参考文献

参考文献

第 1 章

- 1.1) 日本建築学会：阪神・淡路大地震と今後の RC 構造設計
- 1.2) 日本建築学会：多次元入力地震動と構造物の応答
- 1.3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1998
- 1.4) 荒川 卓：鉄筋コンクリートはりのせん断抵抗に関する研究，日本建築学会論文報告集，No. 66，1960.10，pp437-440
- 1.5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説，1990
- 1.6) 市之瀬敏勝：変形能力を考慮した RC 部材のせん断設計法，日本建築学会構造系論文報告集，No. 415，1990.9，pp53-62
- 1.7) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999
- 1.8) 秋重 博之，瀧口 克己，伊原 憲吾，藤山 淳司：高強度コンクリートを用いた RC 柱のせん断強度に関する研究 （その 2）RC 柱の圧縮曲げせん断実験，日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道），C - 2 構造Ⅳ，1995，pp375-376
- 1.9) H.Takizawa and H.Aoyama: Biaxial Effects in Modelling Earthquake Response of R/C Structures, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.4, pp523-552, 1976
- 1.10) 芳村 学，青山博之，川村 満：2 方向外力を受ける鉄筋コンクリート構造物の解析 その 1 2 軸曲げを受ける RC 柱の解析，日本建築学会論文報告集，第 298 号，pp.31-41，1980.12
- 1.11) 福澤栄治，磯崎 浩，高橋元美：柱の変動軸力を考慮した RC 造骨組の弾塑性解析 その 1 解析法と芯筋柱の構造実験解析，日本建築学会構造系論文報告集，第 372 号，pp.31-44，1987.2
- 1.12) 磯崎 浩，福澤栄治，高橋元美：柱の変動軸力と 2 軸曲げモーメントを考慮した RC 造立体骨組の弾塑性地震応答解析 その 1 解析法，日本建築学会構造系論文報告集，第 441 号，pp.73-83，1992.11
- 1.13) M. P. Nielsen: LIMIT ANALYSIS AND CONCRETE PLASTICITY, Prentice-Hall, 1984
- 1.14) W.F.Chen: Constitutive Equations for Engineering Materials, Vol.2, Elsevier Science Ltd., 1994
- 1.15) 瀧口克己，高 智龍，西村康志郎：構造物の二次元非線形復元力特性と塑性論との類似性，日本建築学会構造系論文集，第 525 号，pp85-91，1999.11

- 1.16) 市ノ瀬敏勝、横尾慎一：せん断補強筋間隔がRC梁のせん断強度に及ぼす影響，日本建築学会構造系論文報告集，No. 437，1992.7，pp97-103
- 1.17) 瀧口克己，高 智龍，西村康志郎：塑性論を利用した構造物の多軸非線形復元力モデルにおける負荷基準，日本建築学会構造系論文集，第 533 号，pp127-134，2000.7

第 2 章

- 2.1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説，1990
- 2.2) 秋重 博之，瀧口 克己，伊原 憲吾，藤山 淳司：高強度コンクリートを用いた RC 柱のせん断強度に関する研究 （その 2）RC 柱の圧縮曲げせん断実験，日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道），C - 2 構造Ⅳ，1995，pp375-376
- 2.3) 伊原 憲吾，瀧口 克己，秋重 博之，藤山 淳司：高強度コンクリートを用いた RC 柱のせん断強度に関する研究 （その 3）力学モデルによるせん断強度の算定，日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道），C - 2 構造Ⅳ，1995，pp377-378
- 2.4) 瀧口克己，岡田謙二，堺政博：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，No. 249，1976.11，pp1-11
- 2.5) M. P. Nielsen: LIMIT ANALYSIS AND CONCRETE PLASTICITY, Prentice-Hall, 1984

第 3 章

- 3.1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1998
- 3.2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説，1990
- 3.3) 鈴木敏郎，瀧口克己，岡本哲美，加藤征宏：SRC 部材の復元力特性に対するフープ筋の効果に関する実験，日本建築学会構造系論文報告集，第 348 号，pp61-74，1985.2
- 3.4) 瀧口克己，長嶋俊雄，伊礼朋次：高強度材料を用いた小鉄骨 SRC 柱の繰返し荷重下における耐力，日本建築学会構造系論文集，第 466 号，pp155-163，1994.12
- 3.5) 瀧口克己，今井和正，溝渕知己：圧縮曲げせん断を受ける R/C 柱端部コンクリートの圧縮強度，日本建築学会構造系論文集，第 496 号，pp83-90，1997.6
- 3.6) 瀧口克己，市ノ瀬敏勝，神沢宏明：丸鋼を用いた鉄筋コンクリート柱の変形挙動，日本建築学会構造系論文報告集，第 349 号，pp.59-70，1985.3
- 3.7) W.F.Chen: Constitutive Equations for Engineering Materials, Vol.2, Elsevier Science Ltd., 1994
- 3.8) 日本建築学会：多次元入力地震動と構造物の応答，1998

第4章

- 4.1) 瀧口克己, 高 智龍, 西村康志郎: 構造物の二次元非線形復元力特性と塑性論との類似性, 日本建築学会構造系論文集, 第 525 号, pp85-91, 1999.11
- 4.2) Hans Ziegler: A Modification of Prager's Hardening Rule, Quarterly of Applied Mathematics, Vol.17, pp55-65, 1959
- 4.3) W.F.Chen: Constitutive Equations for Engineering Materials, Vol.2, Elsevier Science Ltd., 1994

第5章

- 5.1) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説, 1990
- 5.2) 鈴木敏郎, 瀧口克己, 岡本哲美, 加藤征宏: S R C 部材の復元力特性に対するフープ筋の効果に関する実験, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 348 号, pp61-74, 1985.2
- 5.3) 瀧口克己, 長嶋俊雄, 伊礼朋次: 高強度材料を用いた小鉄骨 S R C 柱の繰り返し荷重下における耐力, 日本建築学会構造系論文集, 第 466 号, pp155-163, 1994.12

第6章

- 6.1) 磯崎 浩, 福澤栄治, 高橋元美: 柱の変動軸力と 2 軸曲げモーメントを考慮した RC 造立体骨組の弾塑性地震応答解析 その 1 解析法, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 441 号, pp.73-83, 1992.11
- 6.2) 瀧口克己, 高 智龍, 西村康志郎: 塑性論を利用した構造物の多軸非線形復元力モデルにおける負荷基準, 日本建築学会構造系論文集, 第 533 号, pp127-134, 2000.7
- 6.3) Hans Ziegler: A Modification of Prager's Hardening Rule, Quarterly of Applied Mathematics, Vol.17, pp55-65, 1959
- 6.4) W.F.Chen: Constitutive Equations for Engineering Materials, Vol.2, Elsevier Science Ltd., 1994
- 6.5) 鈴木敏郎, 瀧口克己, 岡本哲美, 加藤征宏: S R C 部材の復元力特性に対するフープ筋の効果に関する実験, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 348 号, pp61-74, 1985.2

発表論文

- 1) 瀧口 克己, 西村 康志郎: せん断補強筋のない R C 柱部材の斜め圧縮力伝達能力, 日本建築学会構造系論文集, 2000.8, No. 534, pp113-119
- 2) 瀧口 克己, 西村 康志郎, 平井 慶一: 変動軸力を受ける R C 柱の二軸復元力特性に関する実験研究, 日本建築学会構造系論文集, 2001.1, No. 539
- 3) 瀧口 克己, 高 智龍, 西村 康志郎: 構造物の二次元非線形復元力特性と塑性論との類似性, 日本建築学会構造系論文集, 1999.11, No. 525, pp85-91
- 4) 瀧口 克己, 高 智龍, 西村 康志郎: 塑性論を利用した構造物の多軸非線形復元力モデルにおける負荷基準, 日本建築学会構造系論文集, 2000.7, No. 533, pp127-134
- 5) 瀧口 克己, 西村 康志郎: 繰り返し曲げせん断力を受ける RC 柱の二次元復元力特性の定式化, 日本建築学会構造系論文集, 2001.11, No.549, 掲載決定
- 6) 瀧口 克己, 西村 康志郎: 塑性論を用いた RC 柱の三次元復元力特性定式化の一手法, 日本建築学会構造系論文集, 2001.12, No.550, 掲載決定
- 7) Koshiro NISHIMURA, Katsuki TAKIGUCHI: A STUDY ON ARCH MECHANISM TO ESTIMATE ULTIMATE SHEAR STRENGTH OF R/C COLUMN, *Proc. of the Seventh East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering & Construction*, 1999.8, Vol.2, pp1127-1132
- 8) Zhilong GAO, Katsuki TAKIGUCHI, Koshiro NISHIMURA: ON FORMULATION OF BIAXIAL NON-LINEAR RESTORING FORCE CHARACTERISTICS OF STRUCTURE USING THE THEORY OF PLASTICITY, *Proc. of the Seventh East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering & Construction*, 1999.8, Vol.1, pp111-116
- 9) K. TAKIGUCHI, K. NISHIMURA, N NAKANISHI: DIAGONAL TRANSFER CAPACITY OF COMPRESSIVE FORCE IN CONCRETE OF R/C COLUMNS, *Proc. of 12th WORLD CONFERENCE ON EARTHQUAKE ENGINEERING*, 2000.1.30-2.4, Paper ID 0682
- 10) K.Takiguchi, Z.Gao, K.Nishimura: Loading Criteria of a Multi-axial Non-linear Restoring Force Model of a Structure Using the Theory of Plasticity, *Proc. of Implication of Recent Earthquakes on Seismic Risk*, The Japan-UK Seismic Risk Forum, 3rd Workshop, 2000.4, pp203-214
- 11) K.Takiguchi, K.Nishimura, K.Hirai: An Experimental Study on Two-dimensional Restoring Force Characteristics of a R/C Column under Varying Axial Force, *Proc. of Implication of Recent Earthquakes on Seismic Risk*, the Japan-UK Seismic Risk Forum, 3rd Workshop, 2000.4

- 12) K.Takiguchi, K.Nishimura, K.Hirai: Analogy between Experimental Study of Two -dimensional Restoring Force Characteristics of R/C Columns and The Theory of Plasticity, *Proc. of 25th CONFERENCE ON OUR WORLD IN CONCRETE & STRUCTURE*, 2000.8.23-24, pp625-632
- 13) K.Takiguchi, K.Nishimura, H.Fuji: Analogy between Multi-axial Non-linear Behaviors of Structures and the Theory of Plasticity, *Proc. of the 8th East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering & Construction*, 発表予定
- 14) K.Nishimura, K.Takiguchi: Modeling of Multi-axial Restoring Force Characteristics of R/C Columns by Using the Plastic Theory, *Proc. of the 8th East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering & Construction*, 発表予定

記号一覧

注) 力や変形について、直交座標系のものはそれを表記し、座標系について表記のないものは部材座標系である。

A_C : RC 断面におけるコンクリートの応力負担部分面積

A_h : RC 断面におけるコンクリートの応力負担部分面積と鉄筋の総等価面積の和

A_S : RC 部材に配した鉄筋の断面積の総和

A_G : 負荷曲面の頂点

D : 部材背

$[E]$: 弾性剛性マトリクス

$[E_i]$: 初期弾性剛性マトリクス

E_C : コンクリートのヤング係数

E_S : 鉄筋のヤング係数

F : 降伏条件

F_C : コンクリートの設計基準強度

F_U : 降伏後の除荷において負荷曲面の位置を決定する降伏曲面上の点

G : 負荷条件

L : 部材長さ

M_X : (部材端部) 断面の X 軸廻りの曲げモーメント

M_{XAG} : 負荷曲面の頂点 A_G の M_X 座標

M_{XC} : 部材端部断面の X 軸廻りのコンクリートが負担する曲げモーメント

M_{XFU} : 降伏曲面上の点 F_U の M_X 座標

M_{XS} : 部材端部断面の X 軸廻りの鉄筋が負担する曲げモーメント

M_Y : 部材端部断面の Y 軸廻りの曲げモーメント

M_{YAG} : 負荷曲面の頂点 A_G の M_Y 座標

M_{YC} : 部材端部断面の Y 軸廻りのコンクリートが負担する曲げモーメント

M_{YFU} : 降伏曲面上の点 F_U の M_Y 座標

M_{YS} : 部材端部断面の Y 軸廻りの鉄筋が負担する曲げモーメント

$\{M\}$: 部材が負担する曲げモーメントベクトル $(M_X, M_Y)^T$

$\{M_C\}$: 部材でコンクリートが負担する曲げモーメントベクトル(M_{XC}, M_{YC})^T

$\{M_S\}$: 部材で鉄筋が負担する曲げモーメントベクトル(M_{XS}, M_{YS})^T

N : 部材に作用する軸力

N_{AG} : 負荷曲面の頂点 A_G の N 座標

N_B : 降伏曲面の負側の頂点の N 座標

N_C : 部材でコンクリートが負担する軸力

N_{FU} : 降伏曲面上の点 F_U の N 座標

N_S : 部材で鉄筋が負担する軸力

N_O : 断面に作用する軸力

N_S : RC 部材の主筋が負担する軸力

N_T : 降伏曲面の正側の頂点の N 座標

N_V : RC 部材に作用する軸力 (直交座標系)

P : M_X - M_Y - N 空間の力点

P_C : 力点 P のコンクリート負担成分

P_S : 力点 P の鉄筋負担成分

$\{dP\}$: 力増分ベクトル

$\{dP^e\}$: 弾性力増分ベクトル

Q : RC 部材に作用するせん断力

Q_C : RC 部材のコンクリートが負担するせん断力

Q_S : RC 部材の主筋が負担するせん断力

Q_V : RC 部材に作用するせん断力 (直交座標系)

$\{dT\}$: 負荷曲面の移動方向ベクトル

V_a : $\nu=1$ の場合に RC 部材内のアーチ機構が負担する耐力

V_{am} : ν を考慮した RC 部材内のアーチ機構が負担する耐力

V_u : RC 部材のせん断耐力

R : 部材端部回転角

R_X : X 軸廻りの部材端部回転角

R_X^e : X 軸廻りの弾性部材端部回転角

R_X^p : X 軸廻りの塑性部材端部回転角

R_Y : Y 軸廻りの部材端部回転角

R_Y^e : Y 軸廻りの弾性部材端部回転角

R_Y^p : Y 軸廻りの塑性部材端部回転角

a_x : M_x -N 平面における降伏曲面の形状を決定する係数

a_y : M_y -N 平面における降伏曲面の形状を決定する係数

b : 部材幅

b_c : 部材幅方向の主筋中心間距離

c : 移動硬化に関する硬化乗数

d_c : 部材高さ方向の主筋中心間距離

f : 降伏曲面に関する負荷判定基準

g : 負荷曲面に関する負荷判定基準

j_t : 部材の主筋間距離

Δl : 部材の軸方向変位。 $\Delta l = 2 \delta_f$

n : ヤング係数比、 $n = E_s / E_c$

p_w : 部材のせん断補強筋比

p_{wm} : 部材端部付近のせん断補強筋が降伏しないことを考慮したせん断補強筋比

x_n : X 軸方向に関する断面の圧縮縁から中立軸までの距離

x_n' : 剛塑性体の断面での圧縮縁から中立軸までの距離

y_n : Y 軸方向に関する断面の圧縮縁から中立軸までの距離

y' : 断面における応力負担部分端の Y 座標

$\{d\alpha\}$: 負荷曲面の移動量増分ベクトル

β : コンクリート圧縮力のトラス機構の負担率

γ_I : 水平一方向復元力特性に関する除荷剛性低下率

γ_{II} : 二次元復元力特性に関する弾性剛性低下率

δ_f : 部材の軸方向変形

δ_f^e : 部材の弾性軸方向変形

δ_f^p : 部材の弾性軸方向変形

δ_q : 部材の水平方向変位 (直交座標系)

δ_n : 部材の軸方向変位 (直交座標系)

$\{d\delta\}$: 部材の変形増分ベクトル

$\{d\delta^e\}$: 部材の弾性変形増分ベクトル

$\{d\delta^p\}$: 部材の弾性変形増分ベクトル

ε_o : 断面の図心での軸方向歪

$\{d\varepsilon\}$: 断面に関する全変形増分ベクトル

$\{d\varepsilon^e\}$: 断面に関する弾性変形増分ベクトル

$\{d\varepsilon^p\}$: 断面に関する塑性変形増分ベクトル

ζ_X : RC 断面におけるコンクリートの応力負担部分の図心から X 軸までの距離

ζ_Y : RC 断面におけるコンクリートの応力負担部分の図心から Y 軸までの距離

η : 軸力比、 $\eta = N/bD\sigma_B$

θ_a : アーチ機構の材軸に対する角度

θ : ベクトル $\{M\}$ と M_X 軸とのなす角

θ_c : ベクトル $\{M_c\}$ と M_X 軸とのなす角

ν : コンクリート圧縮強度有効係数

ν_a : RC 部材内のアーチ機構のコンクリート圧縮強度有効係数

σ_B : コンクリート圧縮強度

σ_{wy} : せん断補強筋強度

σ_y : 鉄筋の降伏強度

ϕ : トラス機構におけるコンクリート圧縮束の部材軸に対する角度

ϕ_X : 断面の X 軸廻りの曲率

ϕ_X' : 最大経線歪曲線の接線の曲率

$\{\}_{exp}$: 実験値のベクトル

$\{\}_{cal}$: 計算値のベクトル

図 (Fig.) 一覧

ページ

Fig.2-1: Example of specimen	8
Fig.2-2 (a): Loading setup of Test A.....	9
Fig.2-2 (b): Loading setup of Test C.....	10
Fig.2-3 (a): The test results of $L/2D=0.50$	12
Fig.2-3 (b): The test results of $L/2D=0.75$	12
Fig.2-3 (c): The test results of $L/2D=1.00$	12
Fig.2-3 (d): The test results of $L/2D=1.25$	13
Fig.2-3 (e): The test results of $L/2D=1.50$	13
Fig.2-3 (f): The test results of $L/2D=1.75$	13
Fig.2-4: Stress block	14
Fig.2-5: Arch model.....	14
Fig.2-6: The test results (PC bar in the column).....	14
Fig.2-7: Cracks.....	17
Fig.2-8: Comparison of experimental shear strength and V_a for shear span-to-depth ratios	20
Fig.2-9: Comparison of experimental shear strength and V_a for concrete compressive strength	20
Fig.2-10: Relationship between $L/2D$ and p_{wm}/p_w	23
Fig.2-11: Comparison between V_{exp} and V_u	23
Fig.2-12: Comparison of shear strength ($L/2D=1.5$)	25
Fig.2-13: Comparison of shear strength ($\sigma_B=300 \text{ kgf/cm}^2$)	26
Fig.3-1: Detail of specimen.....	29
Fig.3-2 (a): Loading plan of CBS-V-3-99.....	31
Fig.3-2 (b): Loading plan of CBS-V-9-99	31
Fig.3-2 (c): Loading plan of CBS-V-24-99.....	32
Fig.3-2 (d): Loading plan of CBS-C-99.....	32
Fig.3-3: RC section	33
Fig.3-4 (a): Vertical coordinate	34
Fig.3-4 (b): Member coordinate.....	34

Fig.3-5 (a): Test result of CBS-V-3-99	35
Fig.3-5 (b): Test result of CBS-V-9-99	36
Fig.3-5 (c): Test result of CBS-V-24-99	37
Fig.3-5 (d): Test result of CBS-C-99	38
Fig.3-6 (a): Test result during varying axial force of CBS-V-3-99	40
Fig.3-6 (b): Test result during varying axial force of CBS-V-9-99	41
Fig.3-6 (c): Test result during varying axial force of CBS-V-24-99	42
Fig.3-7: Strain distribution of column section	42
Fig.3-8: Stress and deformation increment vectors on loading stage	43
Fig.3-9: Stress and deformation increment vectors on unloading stage	45
Fig.3-10: Rigidity degradation on loading stage	47
Fig.3-11: Rigidity degradation on unloading stage	48
Fig.4-1: Dimension of section model	51
Fig.4-2: Material property	51
Fig.4-3 (a): Strain distribution at ϕ_X	52
Fig.4-3 (a): Strain distribution at $\phi_X + d\phi_X$	52
Fig.4-4: Yield surface and loading surface	53
Fig.4-5: Numerical results when $N_O/bD \sigma_B=0.1$	56
Fig.4-6: Numerical results when $N_O/bD \sigma_B=0.3$	57
Fig.4-7: Numerical results when $N_O/bD \sigma_B=0.5$	58
Fig.5-1: RC section	61
Fig.5-2: Stress distribution	61
Fig.5-3: Member coordinate of RC member	62
Fig.5-4: Model of incremental stress transfer mechanism	63
Fig.5-5: M_X -N interaction curve of RC section	64
Fig.5-6: Method to decide yield surface	65
Fig.5-7: Yield surface on N-N' plane	65
Fig.5-8: Yield surface in M_X - M_Y -N space	67

Fig.5-9: Comparison between test result of CBS-C-99 and numerical result with elastic rigidity ...	68
Fig.5-10: Rigidity degradation on loading stage.....	69
Fig.6-1: Approximated yield surface on M_x -N plane	73
Fig.6-2: Approximated yield surface on $N=N'$ plane	73
Fig.6-3: Yield surface and loading surface of RC member.....	73
Fig.6-4: RC section and stress-strain distribution	78
Fig.6-5: Material properties	79
Fig.6-6: Location of point F_U	79
Fig.7-1: Member coordinate	81
Fig.7-2: Test and numerical results of CBS-C-99	84
Fig.7-3: Test and numerical results of CBS-C-00	85
Fig.7-4: Loading plan of CBS-V-24-99	86
Fig.7-5: Test and numerical results of CBS-V-24-99	87
Fig.7-6: Loading plan of CBS-V-3-99	88
Fig.7-7: Test and numerical results of CBS-V-3-99	89
Fig.7-8: Test and numerical results of CBS-V-9-99	91
Fig.7-9: Test and numerical results of CBS-V-00.....	93

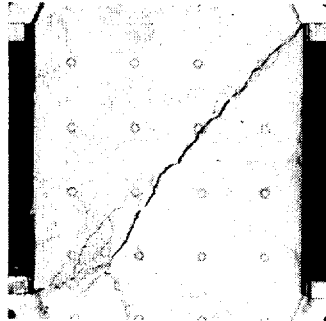
表 (Table) 一覧

	ページ
Table 2-1: Mechanical properties of main reinforcements.....	8
Table 2-2: List of specimens and mechanical properties of concrete.....	8
Table 2-3: Shear stress of concrete in column to shear stress of column ratio.....	14
Table 3-1: Dimensions of specimens and mechanical properties of concrete.....	29
Table 3-2: Mechanical properties of reinforcements	29
Table 7-1: Dimension of specimens and mechanical properties of concrete	82
Table 7-2: Mechanical properties of reinforcements	82

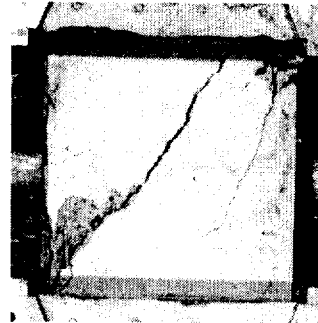
付録

1. 試験体最終破壊時の写真
2. 載荷装置写真
3. 長方形断面で主筋を 4 本配した RC 部材の弾性剛性の算出
4. 復元力モデルのフローチャート

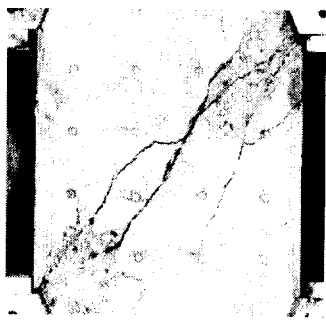
1. 試験体最終破壊時の写真



N-250-A



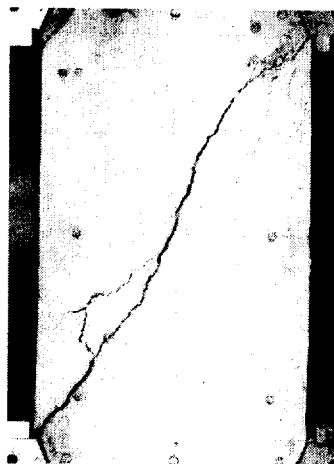
N-250-C



H-250-A



H-250-C



N-375-A



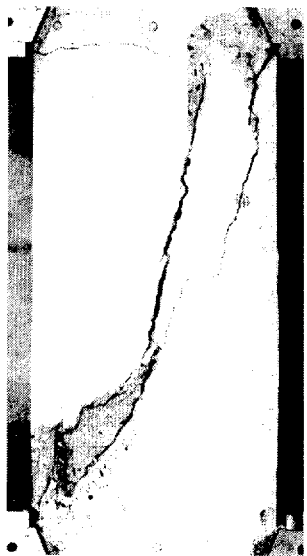
N-375-C



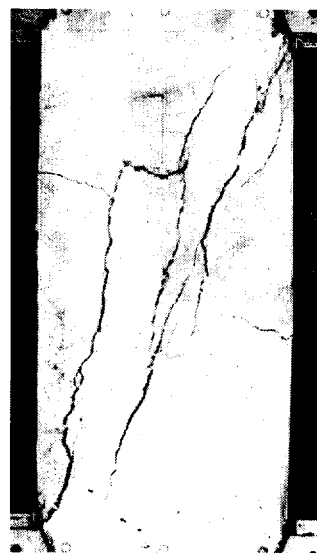
H-375-A



H-375-C



N-500(1)-A



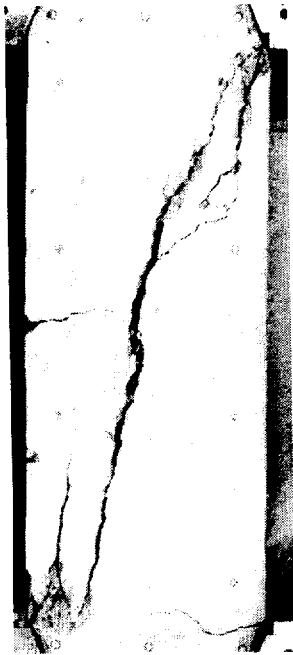
N-500(2)-A



N-500-C



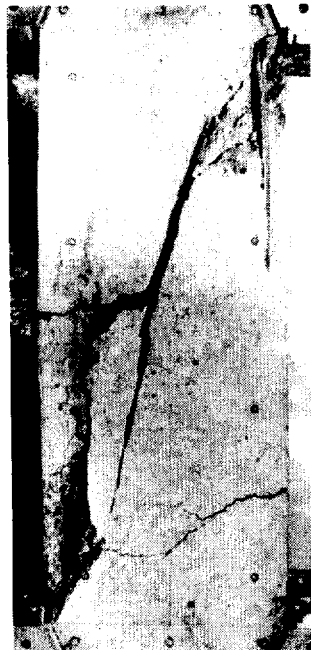
H-500(2)-A



N-625-A



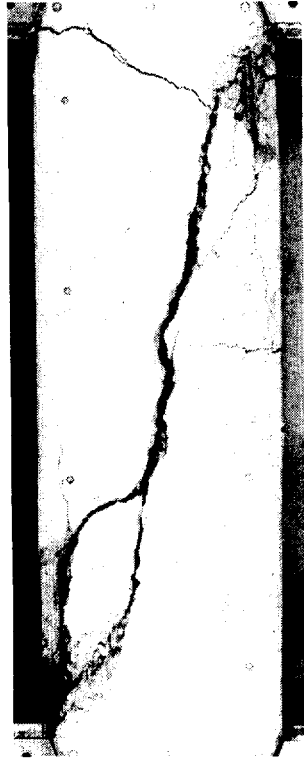
N-625-C



H-625-A



H-625-C



N-750-A



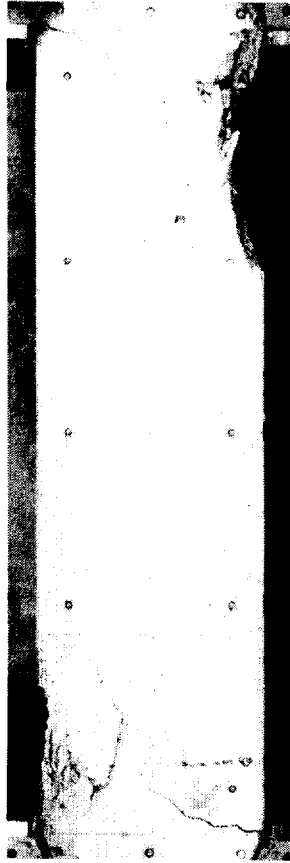
N-750-C



H-750-A



H-750-C



N-875-A



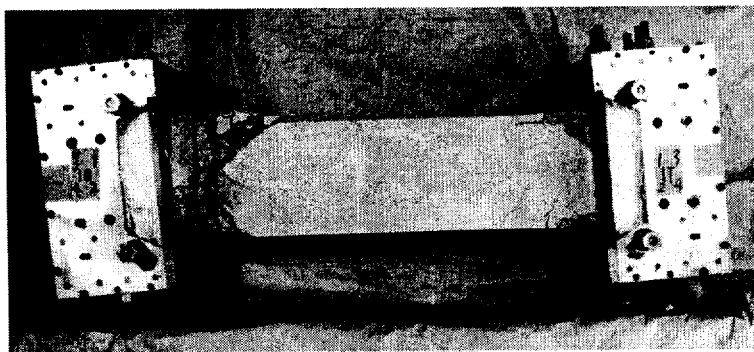
N-875-C



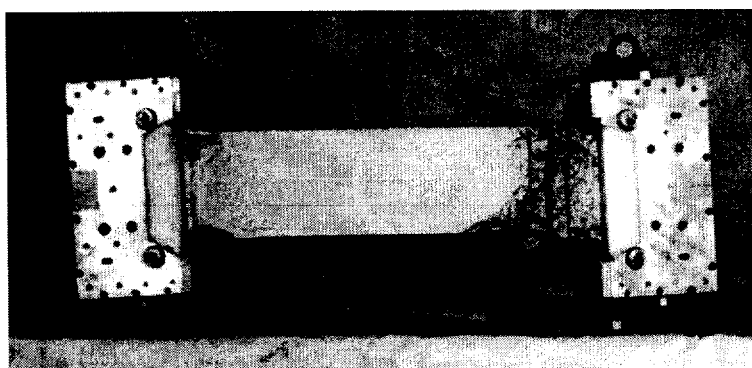
H-875-A



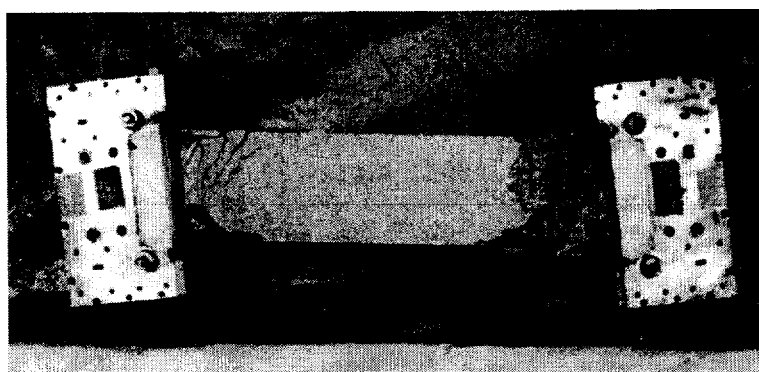
H-875-C



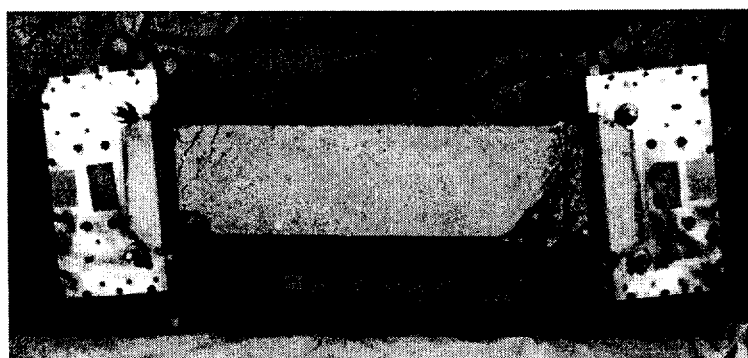
CBS-V-3-99



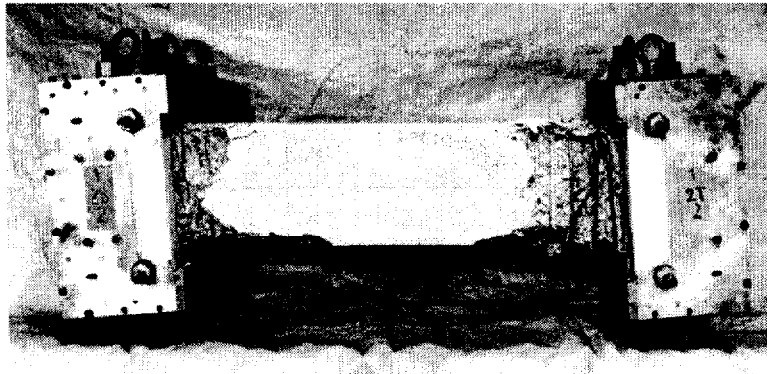
CBS-V-9-99



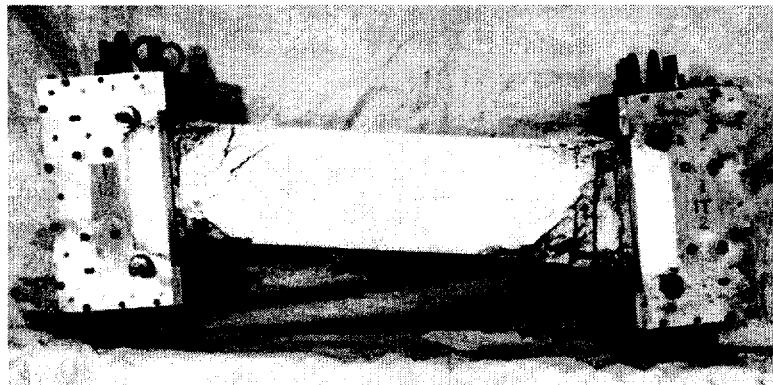
CBS-V-24-99



CBS-C-99

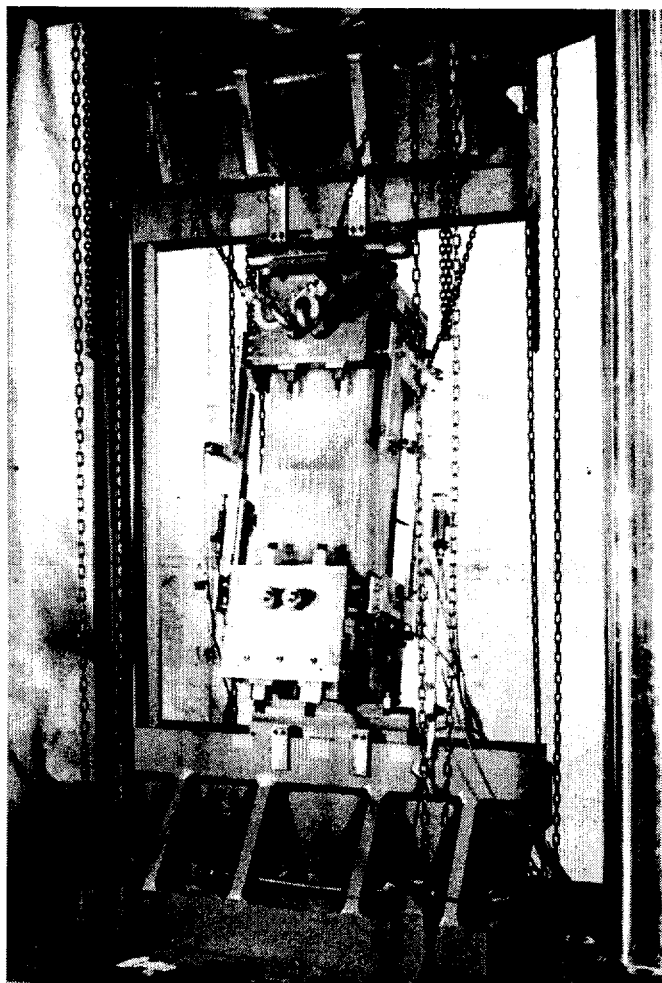


CBS-C-00

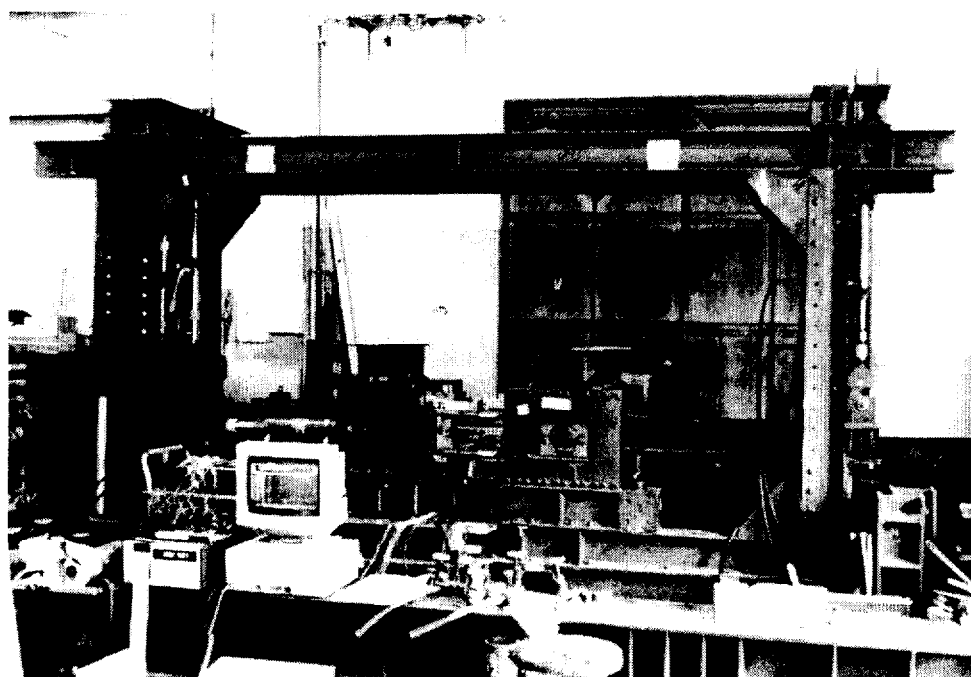


CBS-V-00

2. 載荷装置写真



Antisymmetric eccentric axial loading



Axial and bending loading

3. 長方形断面の4隅に主筋を配した RC 部材の弾性剛性の算出

Fig.A-1 に示すような4隅に主筋を配した長方形断面の RC 部材について、降伏曲面内の力点 P (M_x, M_y, N)における弾性剛性を算出する。

第6章で示した降伏曲面は次式である。

$$F = \sqrt{(M_x/a_x)^2 + (M_y/a_y)^2} + (N - N_T) \cdot (N - N_B) = 0 \quad (\text{A-1})$$

降伏曲面は、第5章で記したように、軸力-曲げモーメント平面の累加強度曲線を三次元に拡張した曲面（以下、曲面 A と呼ぶ）を、軸力-曲げモーメント平面では放物線に、二軸の曲げモーメント平面では楕円に近似したものである。 M_x - M_y - N 空間の原点と力点 P を結ぶベクトルを k 倍して降伏曲面 $F=0$ 上の点 P' (kM_x, kM_y, kN)を求める。点 P'を(A-1)式に代入すると次式を得る。

$$k = \frac{1}{2 \cdot N^2} \left\{ (N_T + N_B) \cdot N - \sqrt{(M_x/a_x)^2 + (M_y/a_y)^2} \right. \\ \left. + \sqrt{\left\{ (N_T + N_B) \cdot N - \sqrt{(M_x/a_x)^2 + (M_y/a_y)^2} \right\}^2 - 4 \cdot N_T \cdot N_B \cdot N^2} \right\} \quad (\text{A-2})$$

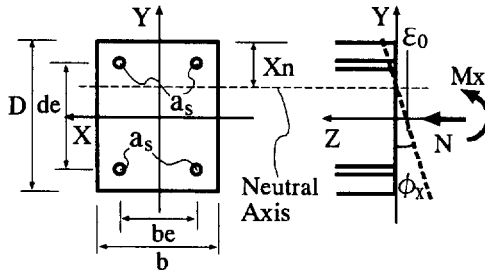


Fig.A-1: RC section

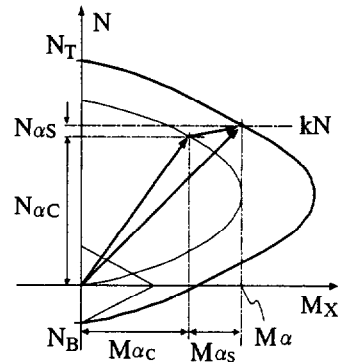


Fig.A-2: Additional strength curve
on M_x - N plane

Fig.A-2 に示すように、 M_x - N 平面の累加強度曲線上の点について、軸力が $N=kN$ における鉄筋負担分の力(M_{as}, N_{as})とコンクリート負担分の力(M_{ac}, N_{ac})を算出すると次のようになる。

$$(i) \quad -4 \cdot a_s \cdot \sigma_y \leq k \cdot N \leq b \cdot \sigma_B \cdot (D - d_e)/2 - 4 \cdot a_s \cdot \sigma_y$$

$$N_{as} = -4 \cdot a_s \cdot \sigma_y$$

$$N_{ac} = k \cdot N - N_{as}$$

$$(ii) \quad b \cdot \sigma_B \cdot (D - d_e) / 2 - 4 \cdot a_s \cdot \sigma_y < k \cdot N \leq b \cdot \sigma_B \cdot (D - d_e) / 2$$

$$N_{\alpha C} = \frac{b \cdot \sigma_B}{2} \cdot (D - d_e)$$

$$N_{\alpha S} = k \cdot N - N_{\alpha C}$$

$$(iii) \quad b \cdot \sigma_B \cdot (D - d_e) / 2 < k \cdot N \leq b \cdot \sigma_B \cdot (D + d_e) / 2$$

$$N_{\alpha S} = 0$$

$$N_{\alpha C} = k \cdot N$$

$$(iv) \quad b \cdot \sigma_B \cdot (D + d_e) / 2 < k \cdot N \leq b \cdot \sigma_B \cdot (D + d_e) / 2 + 4 \cdot a_s \cdot \sigma_y$$

$$N_{\alpha C} = \frac{b \cdot \sigma_B}{2} \cdot (D + d_e)$$

$$N_{\alpha S} = k \cdot N - N_{\alpha C}$$

$$(v) \quad b \cdot \sigma_B \cdot (D + d_e) / 2 + 4 \cdot a_s \cdot \sigma_y < k \cdot N \leq b \cdot \sigma_B \cdot D + 4 \cdot a_s \cdot \sigma_y$$

$$N_{\alpha S} = 4 \cdot a_s \cdot \sigma_y$$

$$N_{\alpha C} = k \cdot N - N_{\alpha S}$$

$$\begin{cases} M_{\alpha S} = \frac{d_e}{2} \cdot N_{\alpha S} + 2 \cdot a_s \cdot \sigma_y \cdot d_e \dots (-4 \cdot a_s \cdot \sigma_y \leq k \cdot N \leq \frac{b \cdot \sigma_B \cdot D}{2}) \\ M_{\alpha S} = -\frac{d_e}{2} \cdot N_{\alpha S} + 2 \cdot a_s \cdot \sigma_y \cdot d_e \dots (\frac{b \cdot \sigma_B \cdot D}{2} \leq k \cdot N \leq b \cdot \sigma_B \cdot D + 4 \cdot a_s \cdot \sigma_y) \end{cases}$$

$$M_{\alpha C} = \frac{1}{2} \cdot N_{\alpha C} \cdot \left(D - \frac{N_{\alpha C}}{b \cdot \sigma_B} \right)$$

M_Y - N 平面の累加強度曲線上の点についても同様に、軸力が $N=kN$ において鉄筋負担分の力($M_{\beta S}, N_{\beta S}$) とコンクリート負担分の力($M_{\alpha C}, N_{\alpha C}$)を算出すると次のようになる。

$$(i) \quad -4 \cdot a_s \cdot \sigma_y \leq k \cdot N \leq D \cdot \sigma_B \cdot (b - b_e) / 2 - 4 \cdot a_s \cdot \sigma_y$$

$$N_{\beta S} = -4 \cdot a_s \cdot \sigma_y$$

$$N_{\beta C} = k \cdot N - N_{\beta S}$$

$$(ii) \quad D \cdot \sigma_B \cdot (b - b_e) / 2 - 4 \cdot a_s \cdot \sigma_y < k \cdot N \leq D \cdot \sigma_B \cdot (b - b_e) / 2$$

$$N_{\beta C} = \frac{D \cdot \sigma_B}{2} \cdot (b - b_e)$$

$$N_{\beta S} = N - N_{\beta C}$$

$$(iii) \quad D \cdot \sigma_B \cdot (b - b_e) / 2 < k \cdot N \leq D \cdot \sigma_B \cdot (b + b_e) / 2$$

$$N_{\beta S} = 0$$

$$N_{\beta C} = k \cdot N$$

$$(iv) \quad D \cdot \sigma_B \cdot (b + b_e) / 2 < k \cdot N \leq D \cdot \sigma_B \cdot (b + b_e) / 2 + 4 \cdot a_s \cdot \sigma_y$$

$$N_{\beta C} = \frac{D \cdot \sigma_B}{2} \cdot (b + b_e)$$

$$N_{\beta S} = k \cdot N - N_{\beta C}$$

$$(v) \quad D \cdot \sigma_B \cdot (b + b_e) / 2 + 4 \cdot a_s \cdot \sigma_y < k \cdot N \leq b \cdot \sigma_B \cdot D + 4 \cdot a_s \cdot \sigma_y$$

$$N_{\beta S} = 4 \cdot a_s \cdot \sigma_y$$

$$N_{\beta C} = k \cdot N - N_{\beta S}$$

$$M_{\beta S} = \begin{cases} \frac{b_e}{2} \cdot N_{\beta S} + 2 \cdot a_s \cdot \sigma_y \cdot b_e \dots \dots \dots (-4 \cdot a_s \cdot \sigma_y \leq k \cdot N \leq \frac{b \cdot \sigma_B \cdot D}{2}) \\ -\frac{b_e}{2} \cdot N_{\beta S} + 2 \cdot a_s \cdot \sigma_y \cdot b_e \dots \dots \dots (\frac{b \cdot \sigma_B \cdot D}{2} \leq k \cdot N \leq b \cdot \sigma_B \cdot D + 4 \cdot a_s \cdot \sigma_y) \end{cases}$$

$$M_{\beta C} = \frac{1}{2} \cdot N_{\beta C} \cdot \left(b - \frac{N_{\beta C}}{D \cdot \sigma_B} \right)$$

第5章で示したように、 $M_X > 0$ and $M_Y > 0$ and $N > 0$ の空間において、 $N = kN$ の場合での主筋の降伏曲面が点($M_{\alpha S}, 0, N_{\alpha S}$) と点($0, M_{\beta S}, N_{\beta S}$)を結んだ直線とすると、主筋の降伏曲面は次式となる (Fig.A-3)。

$$\frac{M_X}{M_{\alpha S}} = \frac{M_Y - M_{\beta S}}{-M_{\beta S}} = \frac{N - N_{\beta S}}{N_{\alpha S} - N_{\beta S}} \quad (A-3)$$

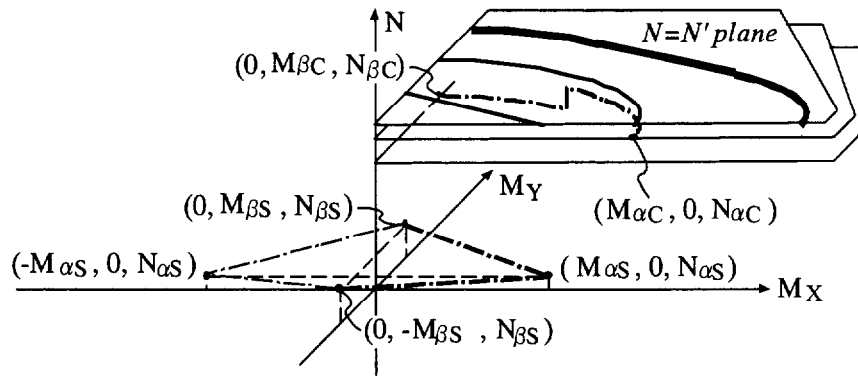


Fig.A-3: Additional strength

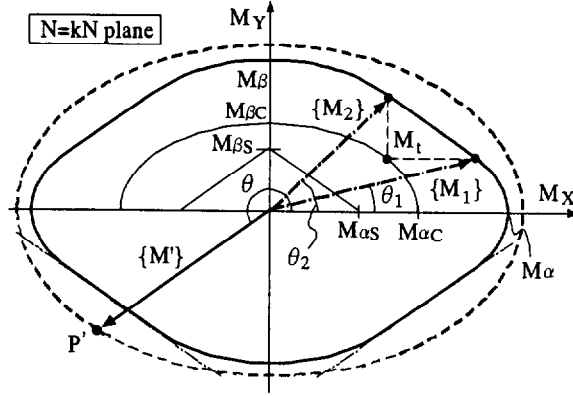


Fig.A-4: M_X - M_Y interaction curve
on $N=kN$ plane

曲面 A 上の点での鉄筋負担分の力(M_{XS} , M_{YS} , N_S)は、Fig.A-4 に示すベクトル $\{M'\}=(kM_X, kM_Y, 0)^T$ と X 軸とのなす角を θ とすると次のようになる。

[I] $M_{\alpha S} \neq 0$ or $M_{\beta S} \neq 0$ の場合で、Fig.A-3 の点 M_i (M_{Xi} , M_{Yi} , kN)は

$$M_{Xi} = \frac{M_{\alpha C}^2 \cdot M_{\beta S}}{\sqrt{(M_{\alpha C} \cdot M_{\beta S})^2 + (M_{\alpha S} \cdot M_{\beta C})^2}} \quad (A-4)$$

$$M_{Yi} = \frac{M_{\alpha S} \cdot M_{\beta C}^2}{\sqrt{(M_{\alpha C} \cdot M_{\beta S})^2 + (M_{\alpha S} \cdot M_{\beta C})^2}} \quad (A-5)$$

となる。 θ_1 及び θ_2 をそれぞれのベクトル $\{M_1\}=(M_{Xi}+M_{\alpha S}, M_{Yi}, 0)^T$ 及び $\{M_2\}=(M_{Xi}, M_{Yi}+M_{\beta S}, 0)^T$ と X 軸との成す角とする。

(i) $-\theta_1 \leq \theta \leq \theta_1$

$$M_{XS} = M_{\alpha S}$$

$$M_{YS} = 0$$

$$N_S = N_{\alpha S}$$

(ii) $\theta_1 \leq \theta \leq \theta_2$

累加強度曲線を三次元に拡張した曲面上の点(kM_X , kM_Y)と原点との距離を r_m とすると、

$kM_X = r_m \cdot \cos \theta$ 、 $kM_Y = r_m \cdot \sin \theta$ となり、これを(A-3)式に代入すると次式を得る。

$$r_m = \frac{M_{\alpha S} \cdot M_{\beta S} + M_{Xi} \cdot M_{\beta S} + M_{Yi} \cdot M_{\alpha S}}{M_{\beta S} \cdot \cos \theta + M_{\alpha S} \cdot \sin \theta} \quad (A-6)$$

(A-6)式より

$$M_{XS} = r_m \cdot \cos \theta - M_{Xi}$$

$$M_{YS} = r_m \cdot \sin \theta - M_{Yt}$$

となり、これを(A-3)式に代入すると N_S を得る。

$$N_S = \frac{N_{\alpha S} - N_{\beta S}}{M_{\alpha S}} \cdot M_{XS} + N_{\beta S}$$

$$(iii) \quad \theta_2 \leq \theta \leq \pi - \theta_2$$

$$M_{XS} = 0$$

$$M_{YS} = M_{\beta S}$$

$$N_S = N_{\beta S}$$

$$(iv) \quad \pi - \theta_2 \leq \theta \leq \pi - \theta_1$$

$$M_{XS} = r_m \cdot \cos \theta + M_{Xt}$$

$$M_{YS} = r_m \cdot \sin \theta - M_{Yt}$$

$$N_S = \frac{N_{\beta S} - N_{\alpha S}}{M_{\alpha S}} \cdot M_{XS} + N_{\beta S}$$

$$(v) \quad \pi - \theta_1 \leq \theta \leq \pi + \theta_1$$

$$M_{XS} = -M_{\alpha S}$$

$$M_{YS} = 0$$

$$N_S = N_{\alpha S}$$

$$(vi) \quad \pi + \theta_1 \leq \theta \leq \pi + \theta_2$$

$$M_{XS} = R_M \cdot \cos \theta + M_{Xt}$$

$$M_{YS} = R_M \cdot \sin \theta + M_{Yt}$$

$$N_S = \frac{N_{\beta S} - N_{\alpha S}}{M_{\alpha S}} \cdot M_{XS} + N_{\beta S}$$

$$(vii) \quad \pi + \theta_2 \leq \theta \leq -\theta_2$$

$$M_{XS} = 0$$

$$M_{YS} = -M_{\beta S}$$

$$N_S = N_{\beta S}$$

$$(viii) \quad -\theta_2 \leq \theta \leq -\theta_1$$

$$M_{XS} = R_M \cdot \cos \theta - M_{Xt}$$

$$M_{YS} = R_M \cdot \sin \theta + M_{Yt}$$

$$N_s = \frac{N_{\alpha s} - N_{\beta s}}{M_{\alpha s}} \cdot M_{xs} + N_{\beta s}$$

〔Ⅱ〕 $M_{\alpha s}=0$ and $M_{\beta s}=0$ の場合は、

$$M_{xs} = 0$$

$$M_{ys} = 0$$

$$N_s = \begin{cases} -4 \cdot a_s \cdot \sigma_y \dots\dots\dots (-4 \cdot a_s \cdot \sigma_y \leq k \cdot N \leq \frac{b \cdot \sigma_B \cdot D}{2}) \\ 4 \cdot a_s \cdot \sigma_y \dots\dots\dots (\frac{b \cdot \sigma_B \cdot D}{2} \leq k \cdot N \leq b \cdot \sigma_B \cdot D + 4 \cdot a_s \cdot \sigma_y) \end{cases}$$

となる。

降伏曲面 $F=0$ 上の点 P' (kM_X , kM_Y , kN)において、コンクリート負担分の力(M_{XC} , M_{YC} , N_C)は次式で求まる。

$$M_{XC} = k \cdot M_X - M_{XS} \quad (A-7)$$

$$M_{YS} = k \cdot M_Y - M_{YS} \quad (A-8)$$

$$N_C = k \cdot N - N_S \quad (A-9)$$

第5章で示したように弾性剛性は次式となる。

$$\begin{Bmatrix} \Delta M_X \\ \Delta M_Y \\ \Delta N \end{Bmatrix} = \frac{2}{L} \cdot \begin{bmatrix} E_C \cdot I_X & 0 & A_C \cdot E_C \cdot \zeta_X \\ & E_C \cdot I_Y & A_C \cdot E_C \cdot \zeta_Y \\ sym. & & A_h \cdot E_C \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \Delta R_X \\ \Delta R_Y \\ \Delta \delta_f \end{Bmatrix} \quad (A.1)$$

(A-7)(A-8)(A-9)式より次式が得られ、弾性剛性が算出できる。

$$A_C = N_C / \sigma_B$$

$$A_h = n \cdot A_s + A_C$$

$$\zeta_X = M_{XC} / N_C$$

$$\zeta_Y = M_{YC} / N_C$$

$$I_X = I_{\alpha X} \cdot \cos^2 \theta_C + I_{\beta X} \cdot \sin^2 \theta_C + I_{SX}$$

$$I_Y = I_{\alpha Y} \cdot \cos^2 \theta_C + I_{\beta Y} \cdot \sin^2 \theta_C + I_{SY}$$

$$\text{ただし、 } n = E_s / E_C$$

$$I_{\alpha X} = \left\{ \frac{b \cdot x_n^3}{12} + A_C \cdot \zeta_X^2 \right\}$$

$$I_{\alpha Y} = \frac{b^3 \cdot x_n}{12}$$

$$I_{\beta X} = \frac{D^3 \cdot y_n^2}{12}$$

$$I_{\beta Y} = \left\{ \frac{D \cdot y_n^3}{12} + A_c \cdot \xi_Y^2 \right\}$$

$$I_{SX} = n \cdot A_s \cdot \left(\frac{d_e}{2} \right)^2$$

$$I_{SY} = n \cdot A_s \cdot \left(\frac{b_e}{2} \right)^2$$

$$x_n = A_c / b$$

$$y_n = A_c / D$$

$$\theta_c = M_{xc} / M_{yc}$$

4. 復元力モデルのフローチャート

本研究で行った解析のフローチャートを示す。FとGは、それぞれ降伏条件と負荷条件である。fとgは、それぞれ降伏曲面と負荷曲面に関する負荷判定基準で、

$$f = \{\partial F / \partial P\}^T \cdot [E] \cdot \{d\delta\}$$

$$g = \{\partial G / \partial P\}^T \cdot [E] \cdot \{d\delta\}$$

である。K_FとK_Gは、それぞれ弾硬化塑性状態と弾完全塑性状態における剛性で、

$$[K_F] = \left[[E] - \frac{[E] \cdot \{\partial F / \partial P\} \cdot \{\partial F / \partial P\}^T \cdot [E]}{\{\partial F / \partial P\}^T \cdot [E] \cdot \{\partial F / \partial P\}} \right]$$

$$[K_G] = \left[[E]^{-1} + \frac{\{\partial G / \partial P\} \cdot \{\partial G / \partial P\}^T}{c \cdot \{\partial G / \partial P\}^T \cdot \{\partial G / \partial P\}} \right]^{-1}$$

である。

