

## 第5章 有限要素解析

### 5.1 有限要素法

有限要素法は、1950年代の半ばに、欧米の航空機構造力学の研究者により提案され、「マトリックス構造解析法」として精力的な研究開発が行われたのに始まる。折からの宇宙開発競争は、これに拍車をかけ、複雑な構造物を解析するのに便利なエネルギー原理を用い、変位を未知とする変位法の実用化が、ボーイング社を中心に展開されていった。この手法は、マトリックスの形で定式化され、明快でコンピュータ処理に適していたことから、同時期のコンピュータの驚異的な発達に助けられ、やがて土木、建築、造船、機械など他の構造工学の分野にも導入されていった。5.1)、5.2)、5.3)

有限要素法は、従来、構造技術者が現場における技術計算や設計実務として行ってきた計算手順を、マトリックス代数という数学言語で、組織的かつ統一的に表したもので、コンピュータは奇しくもこの言語を完全に理解し、その命令に従って、極めて複雑で大量の構造計算を短時間で処理することを可能とした。

有限要素法の原理は、三好が説明しているように、差分法と対比させるとわかりやすい。5.4)

差分法は、図 5-1 に示すように、物体における支配方程式を、領域 D 内の格子点で差分表示により解く方法である。一方、有限要素法は、図 5-2 に示すように、変形に対し、無限の自由度を持つ物体を、有限の自由度を持つ要素(有限な大きさを持つことから、有限要素と呼ぶ)の集合体として近似し、この集合体に対して成立する方程式(連立 1 次方程式となる)を解く方法である。比較してみると、差分法は、物理的に厳密な支配方程式に差分という数学的近似を行って解を求める方法であり、有限要素法は、物理的に厳密な支配方程式を有限要素に置き換えて数学的には厳密に解く方法である。

有限要素法では、解析対象を数多くの有限要素の集合体として表現し、要素の形状は、問題に適合し得るようにいろいろな種類が用意されている。

2次元問題：三角形要素、四角形要素など

シェル問題：三角形平板要素、

四角形平板要素など

3次元問題：四面体要素、六面体要素など

軸対称問題：三角形リング要素、

四角形リング要素など

有限要素法は、数学的には偏微分方程式の変分法に基づく解析手法を基礎としており、偏微分方

程式で記述される現象、例えば流体、熱伝導、電磁気などに対しても適用でき、実際に流体力学、熱伝達、電磁器楽、反応工学などいわゆる移動現象論を解析する有力な手段となっている。

有限要素法がこのように様々な分野で広く利用されるに至った最大の理由は、汎用性にあり、任意の形の構造物を任意の境界条件の下で解くことが出来、変形状態や詳しい応力状態を計算できるところにある。

有限要素法の原理については、文献 5.3)などに詳述されている。

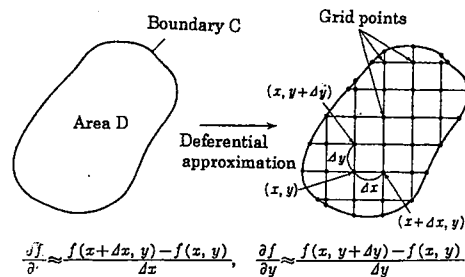


図 5.1 Finite Difference Method 5.3)

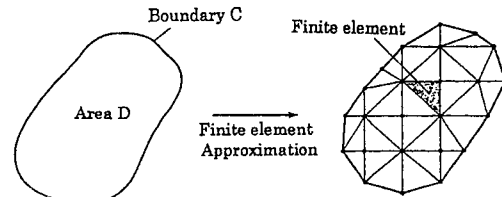


図 5.2 Finite Element Method 5.3)

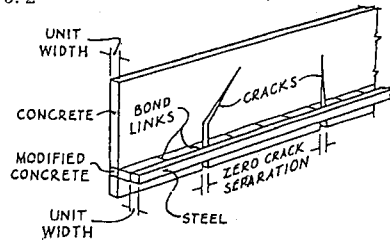


図 5.3 Analytical Model for RC Simple Beam 5.5)

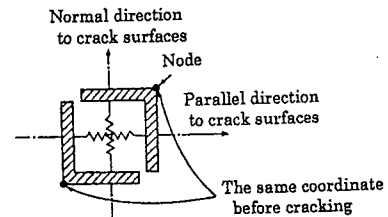
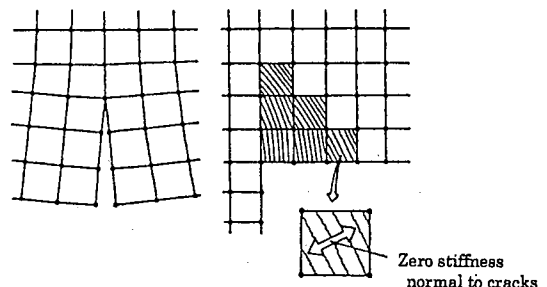


図 5.4 Crack Linkage Element 5.14)



(a) Discrete Crack Model (b) Smearred Crack Model  
図 5.5 Crack Models 5.14)

## 5.2 有限要素法と鉄筋コンクリート

### 5.2.1 鉄筋コンクリートに関する主に日本における有限要素法の歴史

鉄筋コンクリート(Reinforced Concrete、RC)構造は、その特徴である引張に弱いコンクリートを引張に強い鉄筋で補強した構造からわかるように、材料特性の異なる鉄筋とコンクリートから成る複合構造である。地震時などにコンクリートにひび割れが発生すると、前述した複合構造としての特徴が発揮されるが、線形のように重ね合わせが簡単には成り立たない複雑な非線形挙動が現れる。ひび割れ発生後に生じる主な現象は、鉄筋とコンクリートの間に生じる付着作用、ひび割れ面に生じる骨材のかみ合い効果、ひび割れを横切る鉄筋の局部的曲げによるダボ作用、ひび割れに挟まれるコンクリートの圧縮劣化作用がある。

もともと、連続体の解析に用いられてきた有限要素法を、このようにひび割れが生じて、不連続になる RC 構造にどのように応用するかについては、非常な困難があった。

鉄筋コンクリート構造に有限要素法が適用されたのは、1967年 Ngo と Scordelis(5-5)による RC 梁のひび割れ解析が最初である。彼らは、コンクリートと鉄筋を別々の要素で離散化し、ひび割れや付着すべりを見事にモデル化し、せん断ひび割れの進展やそれに伴うせん断補強筋の役割を考察し、実験では追跡することが困難な内部応力状態の変化過程を詳細に追跡した点に特色があり、以後の RC の研究に大きな影響を及ぼした。

その後、1971年には、我が国でも磯畑や滝口らによる RC のせん断問題に FEM を適用した論文が発表された。1970年代から、1980年代にかけては、RC 構造の有限要素解析に関する研究は、RC の材料挙動のモデル化としての構成則の定式化に関する基礎的な研究と RC 部材の非線形挙動を明らかにすることを目的とした応用研究を中心に進められてきた。1981年オランダの Delft で開かれた IABSE のコロキウム(5-6)は、この分野での最初の国際会議であり、RC の材料挙動に関するモデル化が議論され、FEM 研究者と実験研究者とのギャップを埋めることが、今後の課題とされた。

続いて、1981~1984年には、日本コンクリート工学協会(JCI)では、RC 構造のせん断強度研究委員会(委員長:岡村 甫東大教授)が組織され、RC の耐震設計で重要なせん断問題をマクロモデルとミクロ FEM モデルの立場から討論し、解析モデル検証用の選定試験体の実験データをまとめて公表

した点に意義があり、若手研究者を中心とした組織的な研究活動により、わずか4年間で、この分野の研究は大幅に進んだといえる。(5-7)

1983年に、カナダのトロント大学の Collins 教授が行った、実験結果を伏せた RC 平板の挙動予測の国際解析ブラインドコンペには、多くの FEM 研究者等が応募したが、多くの FEM 研究者は十分に挙動を予測できなかった。挙動予測が比較的良好だった研究者は、コンクリートの圧縮劣化特性を自らの2軸実験で確認しており、モデル化のための基礎実験と解析モデルの信頼性の評価が重要であることを、この国際コンペから多くの RC の解析研究者は学んだのである。

そして、このことは、1986年から1989年度の3年間にわたる文部省科研費総合研究「RC 構造の FEM 解析の精度向上に関する基礎実験と解析モデルの開発」(研究代表者:森田司郎京大教授)へと引き継がれていった。学閥を越えての若手研究者中心の共同研究では議論が白熱し、研究成果は、A S C E の Structures Congress での1セッションまとめた海外での発表や、成果報告書による東京でのセミナーにより行われ、セミナーには、200名を超える参加者を得た。(5-8)

1985年東京で開催された第1回の RC 構造の FEM 解析に関する日米セミナーでは、FEM を RC に適用する場合の解析モデルが討議された。また、米国側からは破壊力学の概念を導入した研究が紹介されたのが特徴的であった。青山と野口は、RC の FEM に関する将来展望を行い、今後の研究目標として、FEM 解析の実務設計への直接的応用とマクロモデルや設計式の開発への応用の必要性を指摘した。(5-9)、(5-10)

1986年から1988年度の2カ年にわたる JCI「RC 構造の FEM 解析と設計法委員会」(委員長:野口 博千葉大学教授)では、第1回日米セミナーで指摘された今後の課題を活動目標とし、設計実務家中心のグループで、「FEM 解析を RC 構造物の設計に適用する場合の問題点とその対処法についてのガイドライン」を作成、公表した。(5-11)また、研究者グループは、FEM 解析により RC 部材の既往のせん断強度の提案式やマクロモデルの妥当性を検証し、合理的なマクロモデルや設計式の開発を目指した。建築学会の終局強度型設計指針のせん断設計では、マクロモデルに基づくせん断強度の算定法が採用されたが、これらの研究活動がその導入の基礎となっている。(5-12)

1991年には、米国のコロンビア大学で、RC 構造の FEM 解析に関する第2回日米セミナーが開か

れ、日本の RCFEM の基礎研究や新しい構造開発や設計への応用研究についての組織的研究が紹介された。また、FEM 研究者、実験研究者、実務設計家とのギャップについて議論され、白井は、日本の建設会社 13 社の設計実務家を対象とした非線形 FEM 解析の実務設計への応用に関する詳細なアンケート調査結果を発表したのが、日本側の研究の特徴を表していた。5-13)

1992 年から 1995 年度の 3 年間にわたり、文部省科研費総合研究「鉄筋コンクリート構造のせん断設計法の高精度 FEM 解析による再構築」(研究代表者：野口 博千葉大学教授)が行なわれ、今までの内外での研究状況をふまえ、学閥を越えた若手研究者を中心に基礎研究を活用した FEM 解析を RC 構造のせん断設計へ応用する点に重点を置いた共同研究となった。

## 5.2.2 鉄筋コンクリートのモデル化

RC 構造に有限要素法を適用する場合、5.2.1 で述べた RC 構造特有の挙動を有限要素法で表現しやすい形で考える必要がある。鉄筋コンクリートの一般的なモデル化について、解析種別や RC を構成するコンクリートと鉄筋を表現する要素、さらにコンクリートのひび割れや複合構造から生じる鉄筋とコンクリートの付着について特殊な要素を用いて表現する手法を簡単に紹介する。5.14)、5.15)

### 1) 2次元解析と3次元解析

従来の解析では、原子力圧力容器の解析など特殊構造物を除けば、平面応力や平面ひずみ状態を仮定した 2 次元解析が、平面応力状態に近い耐震壁だけでなく、梁、柱、柱・梁接合部などにもほとんど適用されていた。しかし、構成則の研究の進展やワークステーションなどのコンピュータの進歩により、3 次元解析も徐々に行われ始めている。2 方向入力を受ける RC 部材、直交梁付きの柱・梁接合部、鋼管や横補強筋で拘束されたコンクリート柱、フーチングなど立体的な力の流れが生じる部材では、3 次元解析でないと実際に近い解析は難しい。

### 2) コンクリートのモデル化

Ngo, Scordelis が 1967 年に初めて有限要素法を RC 梁に適用したときの梁のモデル化を図 5-3 に示す。5.5)解析の種別は、2 次元で平面応力状態が仮定され、鉄筋位置以外のコンクリートは、単位厚さとした。鉄筋は面要素とし、鉄筋と重なるコンクリートを鉄筋の厚さを除いた修正コンクリート要素とした。コンクリートは、骨材、砂とセメントなどの複合構造であるが、RC 部材の解析では鋼

材と同様均一な材料として扱う。2 次元解析では、三角形や四角形要素が使われる。3 次元解析では、積層シェル要素が使われることが多い。厚さ方向に分割し、鉄筋層を考慮したり、層ごとの剛性評価によりひび割れの進展や圧壊の進展度を考慮できて便利である。しかし、面外のせん断変形は考慮できない。

### 3) 鉄筋のモデル化

鉄筋は、図 5-3 の解析例では、面材として長柱のように表現され、コンクリート層と重ね合わされ、付着を表現するバネ要素で結ばれている。鉄筋は、解析の種類により、トラスや梁要素の線材、積層シェル要素内の層状、平面や六面体のソリッドに置換される。一般には、鉄筋の曲げ剛性やダボ作用の影響は大きくないので、鉄筋層やトラス要素がよく用いられる。

### 4) ひび割れのモデル化

ひび割れは、図 5-3 の解析例では、実際の状態に近く要素間にあらかじめ設置されている。この表現方法は、離散ひび割れ (discrete crack) と呼ばれ、図 5-4 に示すように、通常は、ひび割れ面のコンクリート両節点間を、直交する 2 方向のバネから成るひび割れ結合要素 (crack link element) で結ぶ。バネ剛性は、ひび割れ以前は大きい値とし、ひび割れ発生後、ひび割れに直交方向のバネ剛性をゼロとし、ひび割れに平行方向のバネは、ひび割れ面に沿うせん断伝達を表現するために使う。離散ひび割れの特徴は、ひび割れ幅の評価が可能で、横補強筋の少ない場合の梁のせん断破壊のように少数のひび割れの開口が卓越する場合には、有効である。

一方、分布ひび割れ (smeared crack) は、図 5-4 に示すように、要素内のひび割れに直交方向の剛性をゼロとする直交異方性材料として取り扱われ、ひび割れを要素全体に平均的に生じさせる方法である。この方法は、離散ひび割れのようにひび割れ位置をあらかじめ設定する必要がなく、要素分割が容易になる利点を持ち、ひび割れが広範囲に多数生じる耐震壁などに適している。しかし、ひび割れの間隔や幅は把握できない。

### 5) 鉄筋とコンクリートの付着のモデル化

梁や柱のように主筋が引張側に集中して配筋される場合には、主筋がコンクリート中を滑る場合がある。この場合、付着滑りを表現する必要がある。付着の表現には、2 通りあり、図 5-3 の解析例では、鉄筋とコンクリートの両要素の節点を付着リンク要素 (bond link) と呼ばれる直交する大きさを持たない 2 方向のバネから成る要素 (図 5-5 参照) で

付着を表現している。付着特性は、鉄筋軸方向のバネ剛性に、付着応力—相対滑り特性を与えて表現する。鉄筋軸に直交方向のバネには、ダボ作用を表現する特性を与える。

もう一つの方法は、ひび割れ後も付着によるひび割れ間のコンクリートが引張応力を負担することを表現するコンクリートのテンションステイピング特性として考慮する方法である。この方法は、配筋が一様になされる耐震壁のように比較的付着滑りの少ない部材に用いられる。

### 5.3 高強度材料を用いた RC 部材の有限要素解析の概要

普通強度材料の 3 倍程度の高強度材料を用いた鉄筋コンクリート(RC)部材が地震力を受けた時のせん断・付着挙動に関し、非線形有限要素法により解析的な検討を行った。主な検討目的は、高強度材料を使用した RC 部材のせん断・付着挙動を有限要素解析によりどの程度追跡出来るのか、また、せん断・付着性能が普通強度材料の RC 部材の場合とどのように異なるのか、また、有限要素解析法を RC 構造の設計にどのように適用できるかを検討することである。

検討のアプローチは、次のステップに従った。

- (1) 高強度材料の非線形構成則のモデル化プラットフォーム等を含む複数プログラムにより、広範な RC 部材の解析を行うことにより、プログラムの信頼性を検討した。プラットフォームには、トロント大学で Collins 教授、Stevens 博士らにより開発された普通強度材料を対象とした RC 部材の FEM 解析プログラム“FIERCM”<sup>5.16)</sup>を使い、比較用に各機関開発の FEM 解析プログラムを用いた。New RC 材料の構成則モデルは、“FIERCM”のソースプログラムの修正で対応できる範囲内で修正した。独自開発プログラムの構成則モデルの修正については、開発者に委ねた。
- (2) プラットフォームを含む複数プログラムによる、普通強度材料、高強度材料の RC 部材の解析とプログラムの信頼性の検討を比較解析により行った。解析対象には、少なくとも普通強度材料を対象とした JCI 選定試験体と New RC プロジェクトで実験が実施された試験体を含めた。なお、複数のプログラムによる解析結果を比較することにより、解析モデルの適用性の検証と問題点の指摘を行った。
- (3) プラットフォームを含む複数プログラムによる高強度材料の RC 部材のパラメータ解析により、

せん断耐力への主要影響因子の影響度を検討した。

- (4) New RC 建築構造の設計への FEM 解析の適用性を検討した。すなわち、提案した解析モデルを組み込んだ FEM 解析プログラムを適用して、New RC の特徴を生かした構造物の設計の参考資料とした。
- (5) 実験研究者や構造設計技術者を主な対象として、高強度材料を用いた RC 部材の非線形解析に関するノウハウや注意点を高強度 RC 部材の非線形 FEM 解析のガイドラインを作成した。

本章では、(2)、(3)を中心に、紹介する。(1)、(4)、(5)の詳細については、文献 5.17)、5.18)を参照されたい。

### 5.4 高強度材料を用いた RC 部材の比較解析

#### 5.4.1 梁・平板・耐震壁の比較解析

##### 1) 解析対象試験体

高強度材料を用いた鉄筋コンクリートの有限要素法解析における材料構成則を検証するために、New RC で実施された高強度材料を用いた梁、平板、壁試験体<sup>5.19)</sup>、及び JCI 選定試験体<sup>5.20)</sup>等、他機関で実施された普通強度試験体を対象として解析を実施し、実験結果と各機関の解析結果との比較検討を行った。

解析対象試験体は、

- ・梁 20 体 (普通強度 4 体、高強度 16 体)
  - 普通強度：JCI 選定試験体
  - 高強度：New RC 試験体 (PB、B シリーズ) [京都大学]
  - (ASB シリーズ) [千葉大学]
- ・平板 12 体 (高強度のみ)
  - 高強度：New RC 試験体 [問組]
- ・壁 16 体 (普通強度 2 体、高強度 14 体)
  - 普通強度：JCI 選定試験体
  - 高強度：New RC 試験体 (NW シリーズ) [横浜国立大学]
  - (No. 1 ~ No. 8)
  - [日本国土開発・明治大学]

### 5.4.2 材料構成則

高強度材料を用いた鉄筋コンクリートを対象として、有限要素解析で用いられた構成則の概要を示す。

- (1) コンクリートの一軸圧縮応力-ひずみ関係：高強度コンクリートの一軸圧縮応力-ひずみ関係の特徴は、図 5-6 に示すように、上昇曲線が普通強度コンクリートでは、最大強度の 25~33% 程度から剛性低下し、2 次曲線形となるのに対し、最大強度の 90~95% 程度まで直線的で剛性低下が少ないこと、また最大耐力後の負勾配が大きく、最終的には、普通強度コンクリートの場合と同程度の圧縮応力まで低下していくことである。この特徴をよく表現する Fattis and Shah のモデル<sup>5.21)</sup>がよく用いられる。一軸圧縮強度には、シリンダーの圧縮試験結果を用いる。
- (2) ひび割れコンクリートの圧縮強度低減係数、(有効係数)：せん断ひび割れ発生後は、例えば、図 5-7 に示すように、高強度コンクリートの場合、0.4 以下にも達し、普通強度コンクリートでは 0.6 程度に留まるのに対し、圧縮強度の低減はより顕著に現れることが、大久保、野口等<sup>5.22)</sup>や角等<sup>5.23)</sup>の基礎実験から確認されている。
- (3) コンクリートのコンファインド効果 (拘束効果)：Kent-Park 式<sup>5.32)</sup>、<sup>5.33)</sup>や New RC 高強度鉄筋分科会のコンファインドコンクリート WG の崎野式<sup>5.24)</sup>などを参考にしている。このモデルは、曲げ解析用に開発された式であるが、曲げせん断場にも準用している。高強度コンクリートでは、高強度鉄筋を横補強筋として使用しないと拘束効果はあまり期待できないという報告がある。
- (4) コンクリートの 2 軸効果：New RC の本 WG の基礎実験<sup>5.25)</sup>などを参考にしている。図 5-8 に示すように、高強度コンクリートの 2 軸降伏曲面は、普通強度コンクリートとは異なることが指摘され、表現式も提案されている。等応力状態での強度上昇が小さいようである。
- (5) コンクリートのテンションステイフニング特性：テンションステイフニング特性は、ひび割れ間のコンクリートが付着によりある程度の引っ張り力を負担することを表現するために用いられる。高強度コンクリート、特に高配筋の平板等では、引張応力の減少が顕著であることを考慮するモデルがある。
- (6) ひび割れ面のせん断剛性：高強度コンクリートでは、骨材の材質と強度とのバランスによって

は、ひび割れ発生時に骨材が割れて、ひび割れ面のせん断剛性が顕著に低下することが考えられるが、マクロ的にジグザグに入るひび割れの形状によるせん断伝達は高強度コンクリートでも考えられる。Al-Mahadi のモデル<sup>5.26)</sup>のようにひび割れ幅やひび割れに直交する方向のひずみが増大するにつれてせん断剛性を減少させるモデルが用いられる。

- (7) ひび割れ強度：高強度コンクリートのひび割れ強度は、普通強度コンクリートに比べると、圧縮強度の増加ほどは、増大せず、頭打ちの傾向がある。一軸引張強度は、梁、柱、柱・梁接合部には、割裂試験結果を用いることが多いが、平板や耐震壁では、割裂試験結果では、やや大きめとなるので、圧縮強度の平方根 (単位は、 $\text{kg/cm}^2$ ) 程度の値を用いる。
- (8) 鉄筋の応力-ひずみ関係：高強度鉄筋の特性は特には考慮されていない。
- (9) 鉄筋のダボ効果：普通強度鉄筋と同様。
- (10) 付着特性：New RC 高強度鉄筋分科会の付着・定着 WG の成果<sup>5.23)</sup>などを参考に、高強度コンクリートの特性を考慮する。高強度コンクリートの付着強度は、コンクリート圧縮強度  $\sigma_B$  または  $\sigma_B^{2/3}$  に比例する傾向にある。

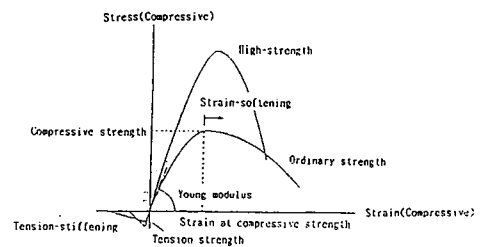


図 5.6 Stress-Strain Relationships of Concrete

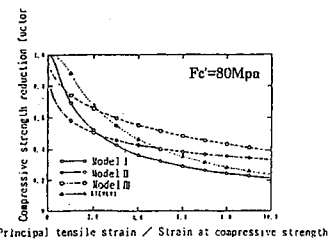


図 5.7 Compressive Reduction Factors of Cracked High Strength Concrete

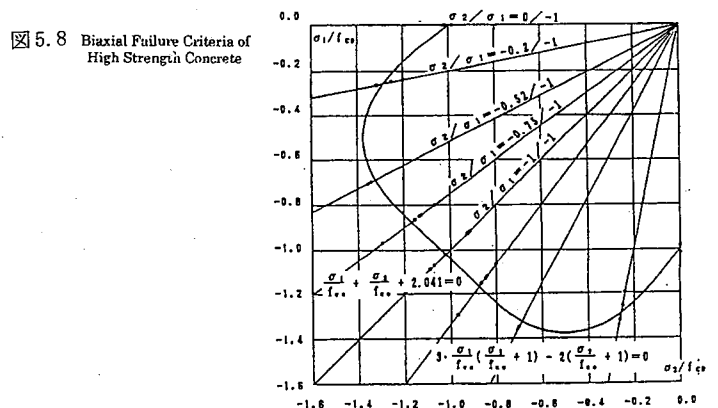


図 5.8 Biaxial Failure Criteria of High Strength Concrete

### 5.4.3 解析モデルおよび結果

高強度材料を用いた梁、平板、耐震壁接合部試験体それぞれの代表的な解析での要素分割および、耐力、破壊モード、荷重-変位、ひび割れ状態の比較を図 5-9 から図 5-11 に示す。

#### (1) 梁試験体の解析

高強度コンクリート試験体では、New RC の PB シリーズ 4 体、B シリーズ 6 体の解析では、各解析とも、剛性には大きな差異はなく実験とほぼ一致しているが、耐力については実験値をとらえたものは無く全般に低めである。これは試験体のせん断補強筋の間隔が 5 cm とかなり密に入っているものが多いことや、過大な主筋量の影響によりコンクリートに対する拘束効果が大きいためと、解析での圧縮強度低減係数は平板実験に基づいているが、梁や柱のように厚さがやや厚いものでは平板ほどに強度が低下しないことが考えられる。また、ひび割れ面のせん断伝達に関しては、ディーブームの実験に基づく Al-Mahaidi 式を用いているケースが多いが、本試験体のように主筋量やせん断補強筋量が多い場合にはダボ作用の効果が比較的大きいのではないかと思われ、Al-Mahaidi 式のようにひび割れ幅(ひずみ)のみの関数として定義されたせん断伝達特性では過少評価となっていることが考えられる。

#### (2) 平板試験体の解析

平板試験体では高強度コンクリート 11 体を解析した。せん断応力-せん断歪関係より各解析を比較すると、ひび割れ発生直後の挙動に、Stevens のモデルと他の手法とに差があるものの、全体的な剛性では大きな差異は無い。耐力は各解析でばらつきがあり、一般に高めに評価している。

鉄筋降伏先行型の場合、鉄筋応力-ひずみ関係のモデル化の影響は、平板のような単純な条件下では顕著に現われやすいため、高強度鉄筋のように応力-ひずみ関係が普通強度鉄筋と異なる場合には、bi-linear ではなく、材料試験結果をより実験に近い形でモデル化することも必要と考えられる。

コンクリート破壊型試験体の場合、コンクリート圧縮強度による圧縮強度低減係数の評価が異なるため各解析間でばらつきが生じている。解析結果と実験結果を比較すると、少なくともコンクリート強度 1000 kgf/cm<sup>2</sup> クラス及び 700 kgf/cm<sup>2</sup> クラスの試験体においては、圧縮強度低減係数を引張主ひずみの関数で与える Stevens の評価式を用いた解析より、コンクリート強度も考慮に入れて

Stevens 式を修正した評価式(モデル-1)を用いた解析の方が実験結果と良く対応している。縦横筋比が異なる場合、ひび割れ面のせん断伝達特性の違いにより差が現われている。Stevens のモデルでは耐力を過大評価しており、ひび割れ面のせん断伝達が効き過ぎている可能性が高い。

#### (3) 耐震壁試験体の解析

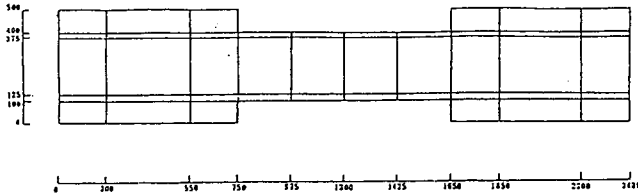
耐震壁試験体では、普通強度コンクリート 2 体、高強度コンクリート 14 体を解析した。

普通強度コンクリート試験体および高強度コンクリート試験体の NW シリーズでは、各解析とも耐力は実験をよくとらえている。また剛性は高めの傾向ではあるが終局までの荷重-変位関係を良く模擬している。日本国土開発・明治大学で実験が行われた試験体 (No.1~No.8) では、初期剛性は良い対応を示すものの全般に剛性、耐力共に実験を過大評価する結果となっている。ただ、荷重-変位関係のパターンは実験結果をよく模擬しており、実験での破壊モードが曲げ圧縮破壊であったことを考えると、コンクリート強度の入力値が高めに与えられている可能性がある。

#### (4) まとめ

高強度材料を用いた鉄筋コンクリート構造部材を有限要素法により解析し、材料構成則の比較検証を行った。実験結果と解析結果との比較では、耐力、剛性共完全に一致している結果は少なく、また、各々の提案された材料構成則による解析結果間にもばらつきもあり、決定的な材料構成則は無かった。しかし、梁や耐震壁の中には、荷重-変位関係、最大耐力値について良好な結果を得た解析もあり、今後さらに構成則に関する研究や解析の積み重ねにより、高強度材料を用いた鉄筋コンクリート構造物のより信頼性のあるシミュレーション解析が可能となろう。

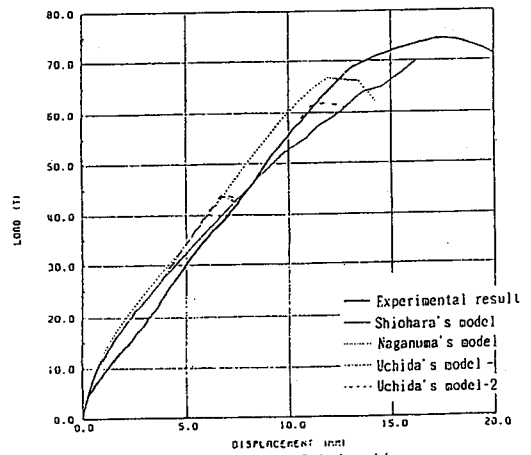
Specimens for analysis



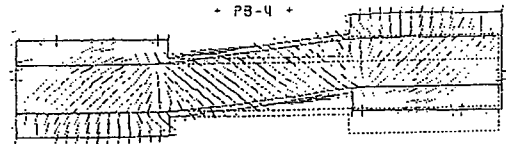
a) Finite Element Idealization

b) Comparisons of Analytical Results with Test Results of Beam PB4

	shear strength	Failure mode
Experimental result	74.5 tf	Flexural yielding
Shiohara's model	69.8 tf	-
Naganuma's model	66.8 tf	Flexural Compression failure
Uchida's model-1	43.6 tf	Shear compression failure
Uchida's model-2	61.9 tf	Shear compression failure(edge)



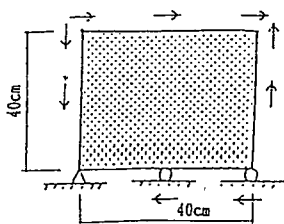
c) Load-Displacement Relationships



d) Crack Pattern (PB-4 at Maximum Strength)

5.9 Finite Element Idealization and Analytical Results of New RC Beam, PB4 Tested by Prof. F. Watanabe of Kyoto University

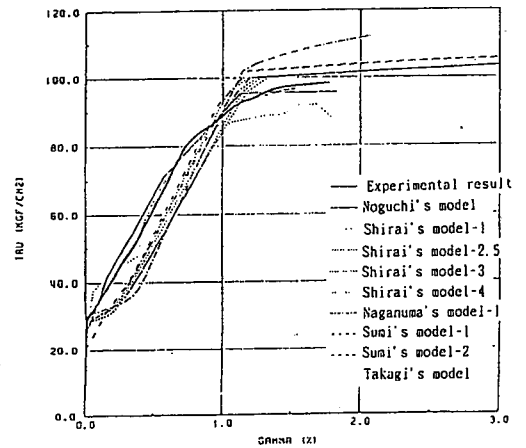
A panel is idealized as a single element.



a) Finite Element Idealization

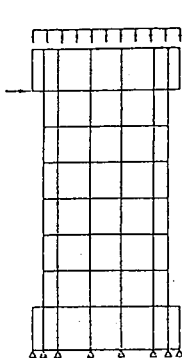
b) Comparisons of Analytical Results with Test Results of Panel 8-8-8

	shear strength	Failure mode
Experimental result	98.1 kgf/cm <sup>2</sup>	Cut off of reinforcement
Noguchi's model	95.5 kgf/cm <sup>2</sup>	Cut off of reinforcement
Shirai's model-1	104.3 kgf/cm <sup>2</sup>	-
Shirai's model-2	104.3 kgf/cm <sup>2</sup>	-
Shirai's model-3	103.8 kgf/cm <sup>2</sup>	-
Shirai's model-4	114.0 kgf/cm <sup>2</sup>	-
Shirai's model-5	104.3 kgf/cm <sup>2</sup>	-
Naganuma's model-1	112.0 kgf/cm <sup>2</sup>	Yielding of reinforcement
Sumi's model-1	106.5 kgf/cm <sup>2</sup>	Cut off of reinforcement
Sumi's model-2	105.8 kgf/cm <sup>2</sup>	Cut off of reinforcement
Takagi's model	92.0 kgf/cm <sup>2</sup>	-

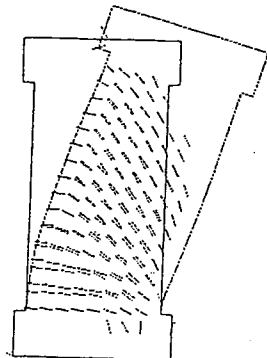


c) Load-Displacement Relationships

5.10 Finite Element Idealization and Analytical Results of New RC Panel, 8-8-8 Tested by Dr. K. Sumi of Hazama Corporation



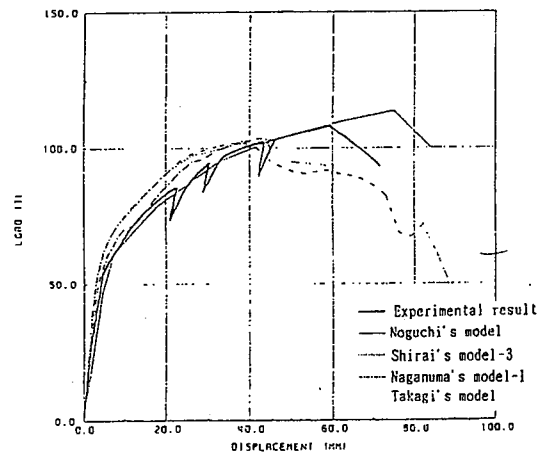
a) Shirai's Model



d) Crack Pattern (NW-1 at Maximum Strength)

b) Comparisons of Analytical Results with Test Results of Shear Wall NW-1

	shear strength	Failure mode
Experimental result	108.4 tf	Flexural failure
Noguchi's model	113.5 tf	Flexural yielding failure
Shirai's model-3	103.3 tf	-
Naganuma's model-1	103.6 tf	Compressive failure at the bottom of compression columns after flexural yielding
Takagi's model	101.9 tf	Compressive failure at shear wall after column flexural yielding



c) Load-Displacement Relationships

5.11 Finite Element Idealization and Analytical Results of New RC Shear Wall, NW-1 Tested by Prof. T. Kabeyasawa of Yokohama National University

## 5.5 高強度梁部材のFEMパラメータ解析

### 1) 目的と方法

高強度コンクリートを使用したRC梁部材のせん断補強筋の量と強度をパラメータとした解析を行い、せん断補強筋がせん断挙動に及ぼす影響について検討した。本解析では、千葉大学野口研究室において開発された有限要素解析プログラムを使用した。ここで用いた基本構成則に関しては文献5-26を参照されたい。なお、コンクリート圧縮応力-ひずみ曲線降下域には、崎野らによるNew RC提案式<sup>5-24)</sup>を用い、ひび割れ発生後の圧縮強度低減係数には野口、飯塚らによる提案式<sup>5-27)</sup>を用いた。

解析対象試験体は、雨宮らによりせん断実験が行われたRC梁試験体ASBシリーズ<sup>5-30)</sup>である。図5-12に試験体の要素分割図を示す。本解析では、点対称問題として全体の1/2で解析を行った。コンクリートは8節点線形ひずみ四角形要素、主筋は一次元の線材要素、せん断補強筋はコンクリート内に均一に分布する積層要素としてモデル化した。

パラメータ解析では、せん断補強筋比とせん断補強筋量が梁のせん断終局強度に及ぼす影響を検討した。

### 2) せん断補強筋比の影響

ASB-3を基準試験体としたが、主筋の降伏を避けるために、主筋量を $a_t = 40.56 \text{ cm}^2$ 、 $\sigma_y = 1500 \text{ Mpa}$ として解析した。この場合のせん断力-変位関係を図5-13に示す。

せん断力150kN付近まで剛性は殆ど一致しているが、その後の剛性は補強筋量が高いほど高くなる傾向を示す。 $p_w = 0.0\%$ の試験体は、せん断ひび割れが開いていく脆性的な破壊モードであった。 $p_w = 0.3\%$ 、 $0.6\%$ では、最大終局強度時にせん断補強筋の降伏がかなり見られ、端部のコンクリートも圧壊には至っていない。 $p_w = 0.8$ 、 $1.2\%$ の試験体ではせん断終局強度時にせん断補強筋の降伏は殆ど見られなくなり、 $p_w = 1.2\%$ では端部のコンクリートが圧壊している。 $p_w = 1.8\%$ 、 $2.4\%$ 、 $3.0\%$ の試験体になるとせん断補強筋の降伏は全く見られなくなり、端部のコンクリートの圧壊に続いてコンクリートストラットが圧壊し、破壊に至っている。また、 $p_w = 2.4\%$ 以後ではせん断終局強度はあまり上昇せず、頭打ちの傾向が見られる。図5-14にせん断終局強度の解析値と、学会指針A法に圧縮強度低減係数にAIJ式<sup>5-29)</sup>、市之瀬式<sup>5-30)</sup>、CEB式<sup>5-31)</sup>を用いて算定した計算値とを併せて示す。解析結果は概して、AIJ式とCEB式の間位置して

いることがわかる。

### 3) パラメータ解析 ( $p_w \sigma_{wy}$ 一定) 結果に与えるコンクリートの拘束効果の評価法の影響

基準試験体としてASB-2を選び、せん断補強筋量 $p_w \sigma_{wy}$ を一定とし、せん断補強筋比 $p_w$ とせん断補強筋の降伏強度 $\sigma_{wy}$ をパラメータとして解析を行った。この解析においては、コンクリートの圧縮応力-ひずみ曲線のモデル化をNew RC崎野モデル<sup>5-24)</sup>と修正Kent-Parkモデル<sup>5-32)</sup>、<sup>5-33)</sup>の2種類で行った。図5-15にモデルによる圧縮応力-ひずみ曲線の違いを示す。コンクリートの圧壊時のひずみ $\epsilon_u$ にかなりの差がみられる。

#### a) New RC 崎野モデルを用いた場合

表5-1にパラメータを示す。図5-16にNew RC崎野モデルによるコンクリートの圧縮応力-ひずみ曲線を示す。コンクリートの圧壊時のひずみにあまり差がみられない。図5-17にせん断力-相対変位関数を示す。剛性は $p_w$ が大きいほど高くなる傾向がわずかにみられるが、せん断終局強度にはほとんど差がみられない。

#### b) 修正 Kent-Park モデルを用いた場合

表5-2にパラメータを示す。図5-18に修正Kent-Parkモデルによるコンクリートの圧縮応力-ひずみ曲線を示す。コンクリートの圧壊時のひずみに明らかな差がみられる。図5-19にせん断力-相対変位関数を示す。剛性にはあまり差がみられないが、せん断終局強度にはかなりはっきり差がみられる。せん断補強筋の降伏強度が低くせん断補強筋が大きいほどせん断終局強度は高くなっている。コンクリート圧壊時のひずみの値が、せん断強度に直接影響していることがわかる。

### 4) 考察

a) せん断補強筋比 $p_w$ の増加にともなってせん断終局強度は上昇するが、高補強筋量になるとせん断終局強度に頭打ちがみられる。

b) パラメータ解析では、せん断補強筋量 $p_w \sigma_{wy}$ が同じ場合でも、 $p_w$ が大きいほどせん断耐力が高くなる傾向にある。これはコンクリートに及ぼすせん断補強筋量による横拘束効果が大きくなるためであると考えられる。また、解析時のコンクリートのモデル化によって拘束効果に差がみられる。



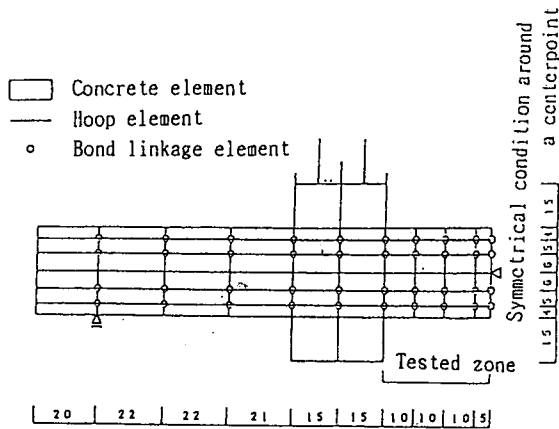


図 5.12 Finite Element Idealization of Beam

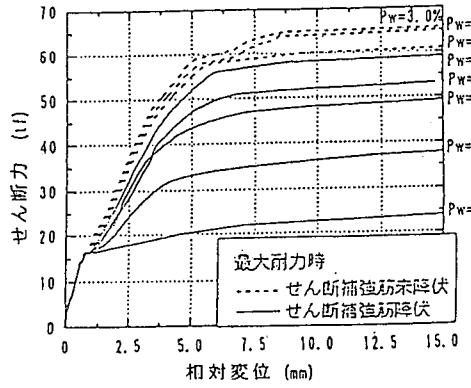


図 5.13 Shear Force-Relative Displacement Relationships

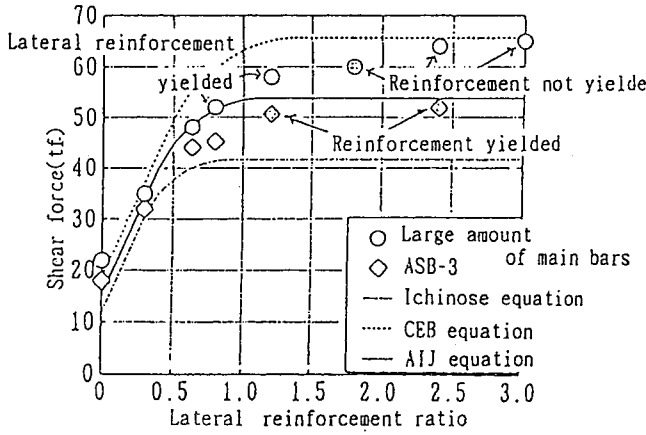


図 5.14 Ultimate Shear Strength-Shear Reinforcement Ratios Relationships

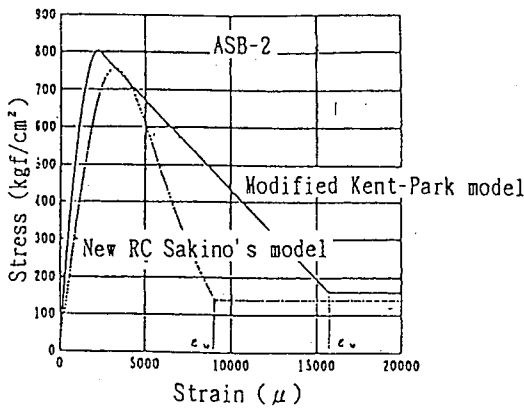


図 5.15 Differences of Compressive Stress-Strain Relationships by Two Models

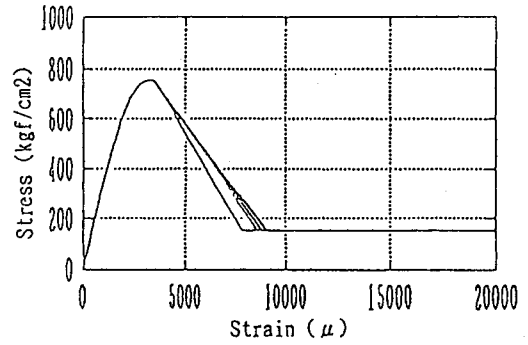


図 5.16 Stress-Strain Curves by Sakino Model

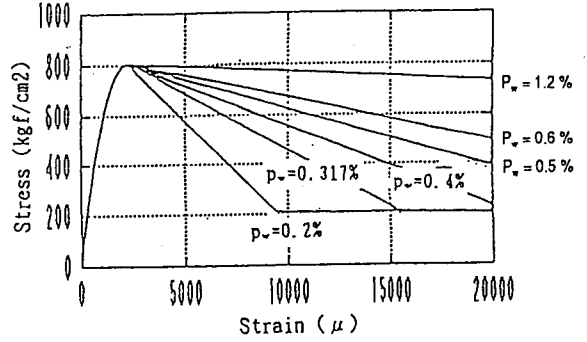


図 5.17 Stress-Strain Curves by Modified Kent-Park model

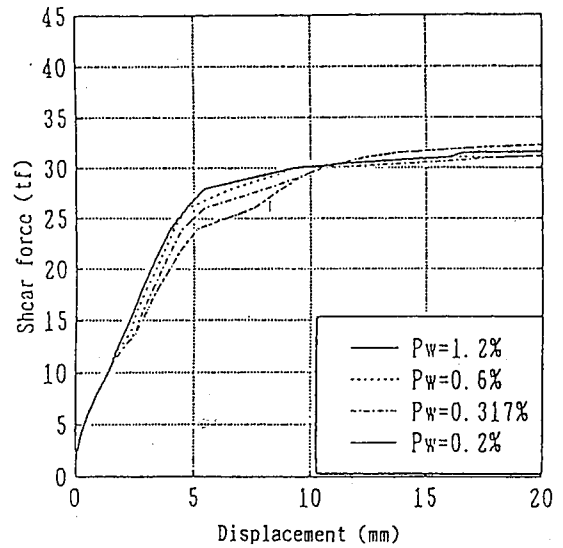


図 5.18 Shear Force-Relative Displacement by Sakino model

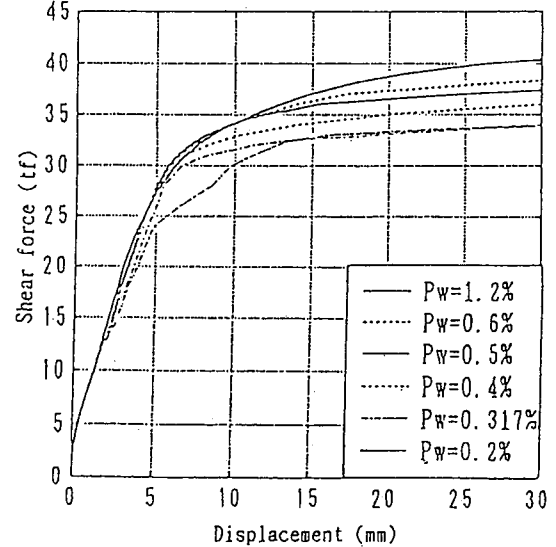


図 5.19 Shear Force-Relative Displacement by Modified Kent-Park model

表 5.1 Parameters in Sakino Model  
 $P_w \cdot \sigma_{wj} = 34.6 \text{ kg/cm}^2$

$P_w(\%)$	$\sigma_{wj}$ ( $\text{kg/cm}^2$ )	コンクリート 圧縮強度( $\mu$ )
0.2	17300	7840
0.317	10900	8630
0.6	5767	8850
1.2	2883	9100

表 5.2 Parameters in Modified  
 Kent-Park Model  
 $P_w \cdot \sigma_{wj} = 34.6 \text{ kg/cm}^2$

$P_w(\%)$	$\sigma_{wj}$ ( $\text{kg/cm}^2$ )	コンクリート 圧縮強度( $\mu$ )
0.2	17300	9251
0.317	10900	15732
0.4	8650	21173
1.5	6920	28505
0.6	5767	36993
1.2	2883	102271

表 5.3 Material Properties

鉄筋の材料特性			
種類	$E_s$ ( $\text{kgf/cm}^2$ )	$\sigma_{vy}$ ( $\text{kgf/cm}^2$ )	$\epsilon_y$ ( $\mu$ )
主筋	$2.23 \times 10^5$	7350	0.0336
せん断補強筋†	$2.18 \times 10^5$	8630	0.0667
コンクリートの材料特性			
$E_c$ ( $\text{kgf/cm}^2$ )	$\sigma_s$ ( $\text{kgf/cm}^2$ )	$\sigma_t$ ( $\text{kgf/cm}^2$ )	$\epsilon_{cu}$ ( $\mu$ )
$3.83 \times 10^5$	576	36.7	0.00225

† 0.2% off set 値

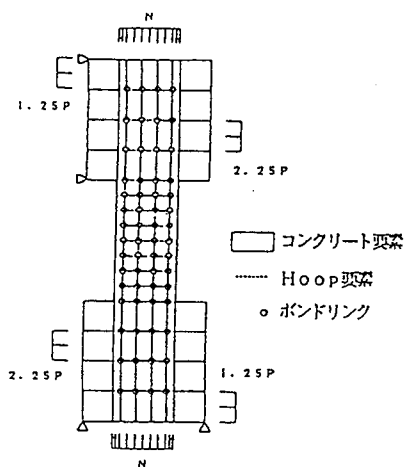


図 5.20 Finite Element Idealization

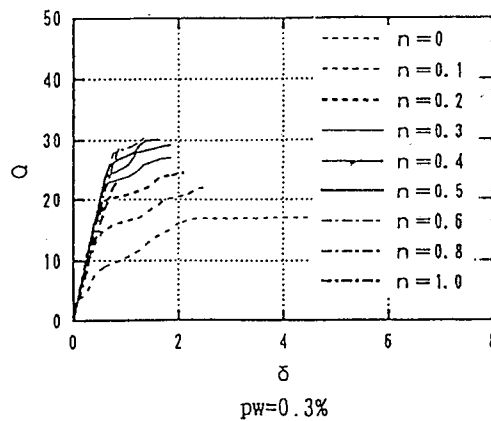


図 5.21 (a) Shear Force-Drift Angle Relationships

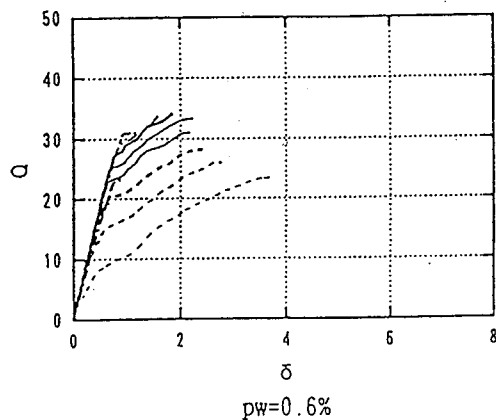


図 5.21 (b) Shear Force-Drift Angle Relationships

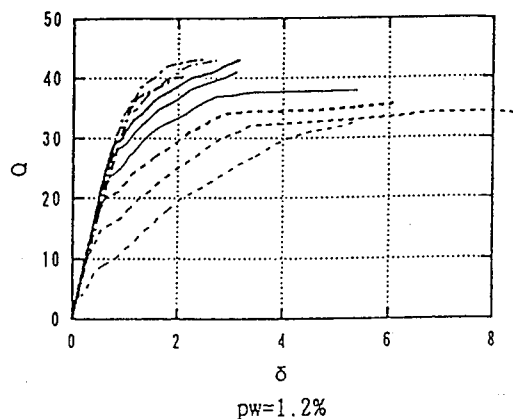


図 5.21 (c) Shear Force-Drift Angle Relationships

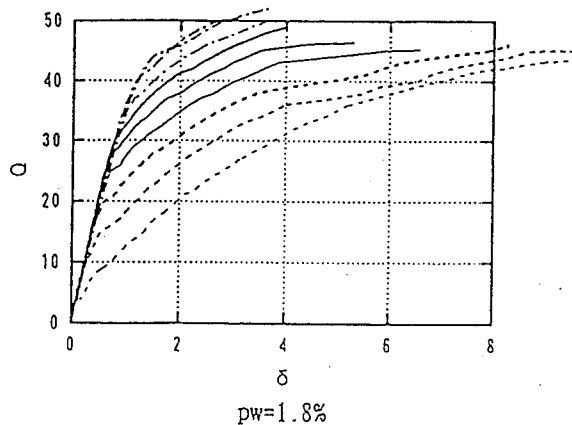


図 5.21 (d) Shear Force-Drift Angle Relationships

## 5.6 高強度柱部材の FEM パラメータ解析

### 1) 目的と方法

高強度材料を使用した RC 柱試験体を対象として、せん断補強筋量及び軸力比をパラメータとして解析を行い、各パラメータがせん断性状に与える影響を検討した。解析対象は、千葉大学でせん断実験が行われた RC 柱試験体<sup>5.34)</sup>に基づいて形状寸法・材料特性は同一とし、せん断補強筋量と軸力比をパラメータとした試験体である。解析パラメータは次の通りである。

せん断補強筋比： $p_w=0.3\%$ ,  $0.6\%$ ,  $1.2\%$ ,  $1.8\%$   
 軸力比： $n=N/N_u^* = 0, 0.05, 0.1, 0.15, 0.3, 0.45, 0.6, 0.75$

なお、材料定数は実験から得られた表 5-3 の値を使用し、要素分割は図 5-20 の通りである。

### 2) 解析結果

図 5-21 にはせん断応力-層間部材角関係をせん断補強筋比ごとに示す。どのせん断補強筋比においても、高強度になるに従い初期剛性の上昇、せん断ひび割れ発生耐力の上昇及びせん断耐力の上昇がみられる。が、最大耐力時の部材角は低下する傾向にある。

図 5-22 には、せん断補強筋量をパラメータとしたせん断耐力-軸力比関係を示す。図中には、実験から得られたせん断耐力をプロットしている。張らによる普通強度コンクリートでの解析実験<sup>5.35)</sup>では、低せん断補強筋量になるほど軸力による耐力上昇が顕著になるという報告がなされているが、本研究では、その傾向はみられず、軸力の増加に伴いほぼ平行にせん断耐力は上昇する傾向がある。この傾向は、張らの解析ではコンクリートの拘束効果を考慮していないのに対し、本解析では修正 Kent-Park 式<sup>5.32), 5.33)</sup>により拘束効果を考慮したために生じたと考えられる。また、高せん断補強筋量になるに従い、高軸力比でのせん断耐力の低下が少なくなり、 $p_w=1.8\%$ になると高軸力化でもせん断耐力の低下は殆ど見られない。

図 5-23 には、軸力比をパラメータとしてせん断耐力-せん断補強筋比関係を示す。図からわかるように、せん断補強筋量の増加に伴い、ほぼ同じようなせん断耐力の上昇の傾向を示していることがわかる。

### 3) 考察

せん断補強筋比及び軸力比をパラメータとして

解析を行った結果、以下のことがわかった。

- i) 軸力の増加により、初期剛性、せん断ひび割れ発生時期、最大耐力はそれぞれ上昇するが、最大耐力時の部材角は減少する傾向にある。
- ii) 軸力の増加によるせん断耐力の上昇は、せん断補強筋量の増加にかかわらず、ほぼ平行に耐力上昇を示しているが、この傾向は、コンクリートの拘束効果の影響と考えられる。

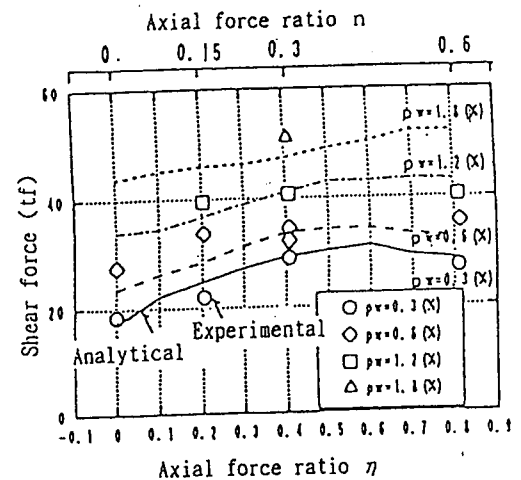


図 5.22 Shear Strength-Axial Force Ratio Relationships

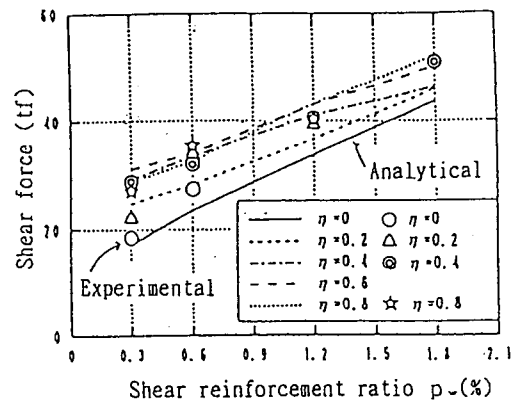


図 5.23 Shear Strength-Shear Reinforcement Ratio Relationships

表 5.4 Specimens

試験体名	AT-2	AT-3	AT-4	AT-5
上(下)端主筋	6-D13	8-D13	10-D13	
スターラップ	□ 2-D10@150 P <sub>w</sub> =0.47%	□ 2-D10@100 P <sub>w</sub> =0.71%	□ 2-D10@80 P <sub>w</sub> =0.89%	
接合部フープ	□ 4-D6 × 3 セット @50 P <sub>w</sub> =0.47%			□ 2-D6 × 2 セット @60 P <sub>w</sub> =0.18%
梁曲げ降伏時接合部せん断応力度 τ <sub>ju</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	90.97 =0.15F <sub>c</sub> 3.7 √ F <sub>c</sub>	121.30 =0.20F <sub>c</sub> 5.0 √ F <sub>c</sub>	151.62 =0.25F <sub>c</sub> 6.2 √ F <sub>c</sub>	

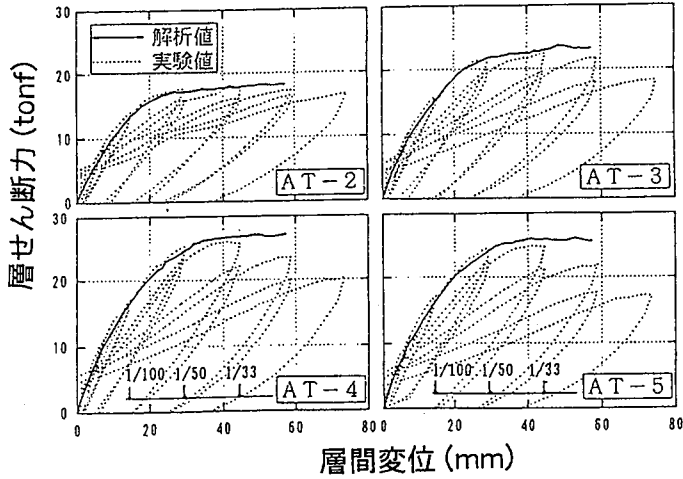


図 5.24 Story Shear-Relative Displacement Relationships

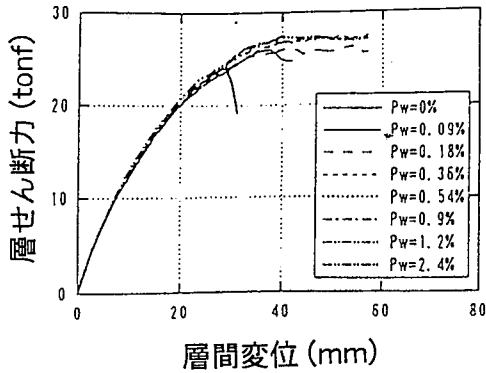


図 5.25 Story Shear-Story Drift Relationships

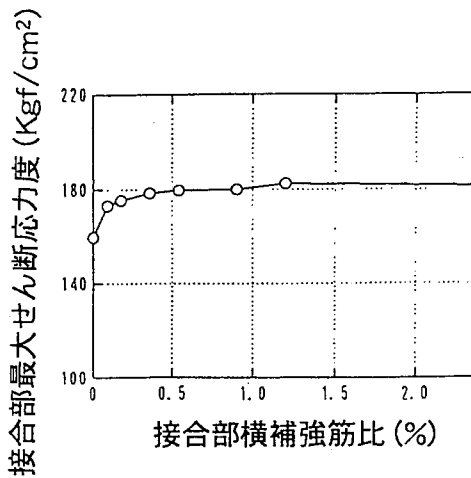


図 5.26 Joint Shear Stress-Lateral Reinforcement Ratios Relationships

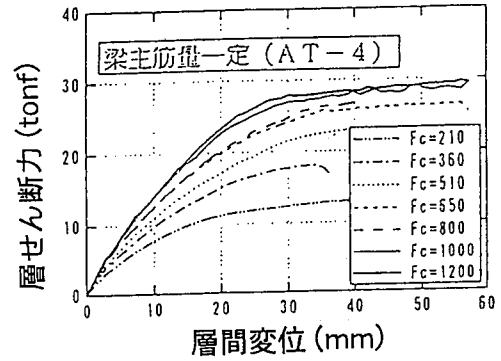


図 5.27 Story Shear-Story Drift Relationships

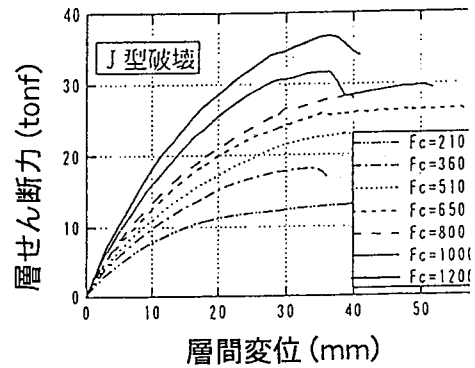


図 5.28 Story Shear-Story Drift Relationships

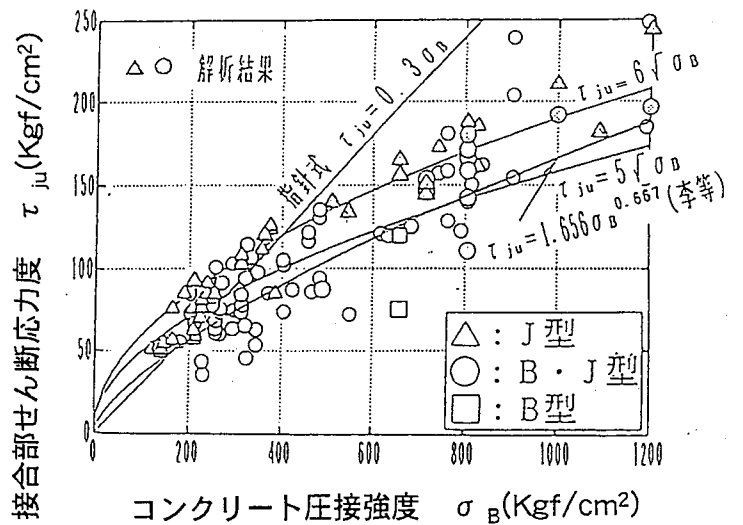


図 5.29 Joint Shear Stress-Concrete Strength Relationships

## 5.7 高強度柱・梁接合部の FEM パラメータ解析

### 1) 目的と方法

高強度材料を使用した鉄筋コンクリート造内柱・梁接合部を対象として、コンクリート強度と接合部横補強筋をパラメータとした FEM 解析を行い、接合部のせん断強度に関する指針式や既往の強度算定式との対応性や、コンクリート強度と接合部横補強筋が接合部のせん断強度に及ぼす影響の検討を行った。

解析には、高強度材料の構成則を組み込んだ二次元非線形 FEM 解析プログラム<sup>5.26)</sup>を使用し、コンクリートの圧縮強度低減係数には、飯塚式<sup>5.27)</sup>を用いた。要素分割には、点対称条件を用い、全体の 1/2 を解析した。加力は、柱頭に軸力を与え、その状態を保持したまま、梁端部への変位制御とした。

コンクリートの圧縮応力-ひずみ関係は、上昇域には Fafitis-Shah のモデル<sup>21)</sup>により高強度コンクリートの弾性剛性の直線化を表現し、拘束コンクリートのひずみ軟化域には Kent-Park のモデル<sup>5.32)</sup>、<sup>5.33)</sup>を用い、靱性の向上を考慮した。また、付着モデルは、鉄筋軸方向バネ特性として、付着-すべり関係を用い、この付着-すべり関係は実験結果をもとに決定した。

パラメータ解析を行うにあたり、これらのモデル化の妥当性を検討するため、竹崎・野口らにより実験が行われた AT シリーズ<sup>5.36)</sup>の実験結果と解析結果の比較を行った。

### 2) 解析結果と実験結果の比較

AT シリーズの主な試験体諸元を表 5-4 に示す。材料特性は、梁主筋降伏応力度が 556 Mpa、接合部横補強筋降伏応力度が 804 Mpa、コンクリート圧縮強度が 80.5 Mpa である。

図 5-24 に層せん断力-層間変位関係の実験値と解析値の比較を示す。解析値の初期剛性及びひび割れの進展や梁主筋降伏による剛性低下の状況は実験値と良い対応を示した。しかしその後、繰り返し載荷の実験とは異なり、解析では単調載荷のため、耐力低下することなく変形が進み、最大耐力とその時の層間部材角の値が若干ではあるが大きくなった。

### 3) パラメータ解析結果

標準試験体を AT-4 とし、接合部横補強筋比( $p_w = 0, 0.09, 0.18, 0.54, 0.9, 1.2, 2.4 \%$ )とコンクリート圧縮強度( $\sigma_c = 21, 36, 52, 65, 80, 100, 120 \text{ Mpa}$ )をパラメータとした解析を行った。なお、コンクリート圧縮強度をパラメータとした解析に

おいて接合部破壊型(J 型)にならない場合には、J 型の破壊モードとするために梁主筋量を増加させ、接合部せん断耐力を求めた。

#### a) 接合部横補強筋比の影響

図 5-25 に、接合部横補強筋比をパラメータにした場合の層せん断力-層間変位関係を示す。各試験体とも初期剛性はほぼ等しいが、接合部横補強筋量の少ない試験体ほど早期に最大耐力に達し、その後の耐力低下率も大きくなった。図 5-26 は、接合部せん断応力度-接合部横補強筋比関係である。接合部横補強筋比  $p_w$  の増加に対し、0.0~0.5 % の区間では、ほぼ曲線状にせん断強度の上昇が認められるが、その後は  $p_w = 2.4 \%$  とかなり高配筋になってもせん断強度の上昇は殆どみられないことがわかる。

#### b) コンクリート圧縮強度の影響

図 5-27, 28 に、コンクリート圧縮強度をパラメータにした場合の層せん断力-層間変位関係を示す。図 5-27 では梁主筋量を一定とし、図 5-28 では J 型破壊となるようにしたものである。コンクリート圧縮強度の上昇にともない初期剛性が增大する傾向にある。梁主筋量を一定にした場合、 $F_c = 800 \text{ Mpa}$  までは耐力の上昇が顕著であったが、その後頭打ちとなっている。また、J 型破壊となるように梁主筋量を増大させた場合では、コンクリート強度の上昇にともない最大耐力の値がさらに大きくなっている。

図 5-29 は、既往の実験結果の接合部せん断応力度-コンクリート圧縮強度関係に、本解析結果をプロットしたものである。梁の主筋重を一定として解析を行った場合、コンクリート強度 800 Mpa 以降破壊モードが J 型から梁曲げ降伏後の接合部破壊型(B・J 型)へと移行した。J 型の傾向として、接合部せん断強度がコンクリート強度  $\sigma_c$  の増大に対して、比例せず、 $\sigma_c$  の平方根もしくは、 $\sigma_c^{2/3}$  の曲線にほぼ沿った形で増大していることがわかる。

#### 4) 考察

接合部横補強筋比の増加に対し、0.0~0.5 % の区間では、ほぼ曲線状にせん断強度の上昇が認められるが、それ以上配筋してもせん断強度の上昇はみられず、ほぼ頭打ちとなった。

コンクリート強度  $\sigma_c$  の増大に対して、接合部せん断強度は、 $\sigma_c$  に比例せず、 $\sigma_c$  の平方根もしくは  $\sigma_c^{2/3}$  の曲線にほぼ沿った形で増大した。

## 5.8 耐震壁の FEM パラメータ解析

### 1) 目的と方法

平成3年度に普通強度のみならず高強度コンクリートにも適用可能な構成則モデルの提案を行い、この構成則モデルをトロント大学のStevensらが開発した普通強度のRC構造に対する非線形FEM解析コード(FIERCM)<sup>5.16)</sup>に組み込み修正を行った(修正FIERCMと呼ぶ)<sup>5.37)</sup>。本報告では、まず、修正FIERCMを構造性能分科会面材WGによって実験が行われた高強度RC耐震壁に適用し、実験値と比較することにより終局強度の推定精度を調べた。次いで、実験値の無い領域の実験データを補完するため、修正FIERCMによるパラメータ解析を実施した。最後に既往のマクロモデル、実験式並びに設計式を用いてパラメータ解析を行い、これらの強度推定式を高強度RC耐震壁に適用した場合の適合性や問題点について検討した。

### 2) 研究方法

修正FIERCMの推定精度を検証するため、面材WGによって実施された高強度RC耐震壁NW(横浜国大)シリーズ6体<sup>5.38, 39)</sup>とNo(日本国土開発(株)・明治大学)シリーズ8体<sup>5.40)</sup>の計14体に適用し、終局強度について比較した。次に、パラメトリック解析の対象としてNoシリーズの耐震壁試験体を選定し、(その中のNo.3を基準の試験体として)FEM解析を実施した。Noシリーズ試験体の諸元および材料試験結果をそれぞれ表5-5および5-6に示す。本研究では、次の4種類の因子を変動させて検討を行った。

(1)コンクリート圧縮強度:

$$\sigma_c = 200 \sim 1000 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \text{ (20} \sim \text{100Mpa)}$$

(2)壁筋比 :  $P_w = 0.2 \sim 1.45 \text{ (\%)}$

(3)柱主筋比 :  $P_c = 1.5 \sim 6.25 \text{ (\%)}$

(4)せん断スパン比 :  $h_w/L = 0.875 \sim 2.063$

なお、変動因子以外の材料定数および諸元はNo3試験体と同一であるとした。最後に、既往のマクロモデル(称原・加藤モデル<sup>5.41)</sup>、実験式(広沢式<sup>5.42)</sup>、および設計式(AIJ指針式<sup>5.43)</sup>)を上記の耐震壁に適用してパラメトリック解析を行い、実験式およびFEM計算値と比較することにより、これらのせん断強度推定式の適合性や問題点について検討した。

### 3) 解析結果および考察

図5-30はNWおよびNoシリーズ試験体に関する終局強度の実験値とFEM計算値を比較したものである。FEMの推定精度はNWシリーズに対しては5%以内、Noシリーズに対しては12%以内と良好であ

る。但し、Noシリーズの場合、FEMはいずれの試験体とも耐力をやや過大評価する傾向がある。図5-31は、コンクリート強度がせん断強度に及ぼす影響について検討したものである。なお、図中のAIJ指針式(1)はコンクリートの有効係数 $\nu$ として、AIJ指針で採用しているNielsen式( $\nu = 0.7 \cdot \sigma_c / 2000$ )<sup>5.43)</sup>を、また、AIJ指針式(2)はCEB式( $\nu = 3.68 \sigma_c^{0.667} / \sigma_c$ )<sup>5.33)</sup>を、さらに指針式(3)は修正CEB式( $\nu = 3.68 \sigma_c^{2/3} / \sigma_c \geq 0.5$ )を用いたものである。(単位 $\sigma_c$ : kgf/cm<sup>2</sup>) AIJ指針式(3)がコンクリート強度の影響を最も適切に表現している。一方、AIJ指針式(1)はコンクリート強度が高くなる程、実験値およびFEM計算値から離れる傾向にある。図5-32は、壁筋比 $P_w$ を変化させたときの $P_w \sigma_y$ ( $\sigma_y$ : 壁筋降伏強度)がせん断強度に及ぼす影響を検討したものである。検討した $P_w$ の範囲内では、AIJ指針式(3)が実験値に最も良く適合する結果を与えている。しかし、設計式はいずれも $P_w \sigma_y$ の増大に伴う壁筋の効果を実験値より過大に見積もる傾向がある。AIJ指針式ではトラス機構の角度を  $\cot \phi = 1$  と仮定しているが、高強度RC耐震壁の場合には検討の余地があるように思える。図5-33は、柱主筋比がせん断強度に及ぼす影響を検討したものである。AIJ指針式(3)がFEM計算値と最も適合している。しかし、FEM計算値は、わずかながら主筋量の増大に伴う強度の上昇が見られるのに対し、指針式には主筋量の影響は考慮されていない。広沢式はこの傾向を良好に表している。最後に、図5-34は、せん断スパン比がせん断強度に及ぼす影響を検討したものである。AIJ指針式(3)および広沢式が実験値および計算値の傾向を比較的良好にとらえており、特にAIJ指針式(3)が実験値と最もよく一致している。

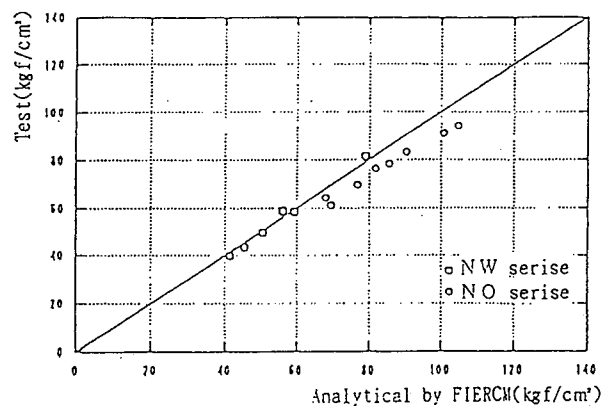


図5.30 Comparisons between Experimental and FEM Analytical Values

(a) Concrete

試験体	材令 (日)	圧縮強度 (kg/cm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (x10 <sup>5</sup> /cm <sup>2</sup> )
No. 1	49	664	—
No. 2	70	722	3.05
No. 3	60	732	3.05
No. 4	95	1055	3.65
No. 5	101	782	3.07
No. 6	94	756	2.92
No. 7	70	729	3.09
No. 8	66	776	3.14

(b) Reinforcement

	規格	径	降伏強度 (kg/cm <sup>2</sup> )	降伏歪 (x10 <sup>-3</sup> )	引張強度 (kg/cm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (x10 <sup>4</sup> kg/cm <sup>2</sup> )
壁筋	SD80	D6	8079	6187	10154	1.93
	SD130		14480	8928	15294	2.09
柱主筋	SD80	D13	10289	7205	11329	1.98
柱帯筋	SD130	D6	14222	8637	15326	2.14
柱副帯筋			14222	9003	15122	2.02

5.9 平板の FEM パラメータ解析

1) 目的と方法

構成方程式・有限要素法 WG の RC 平板面内せん断実験で取り扱わなかった要因についてパラメータ解析を行い、各要因の影響について考慮することを目的とした。

解析に用いたパラメータは、配筋方法、一方向軸圧縮応力、及び二方向軸圧縮応力である。試験体の一覧を表 1 に示す。なお、ここで取り上げた試験体はいずれもコンクリートの破壊により終局に至るものである。

本解析を実施するにあたり、全試験体に関して以下の共通な基本条件を設定した。

①コンクリート強度： $\sigma_B=70\text{MPa}$ 、②ひび割れ強度： $\sigma_{cr}$ 、③テンションステイニング特性：Stevens 式 5.1)を適用、④コンクリートの圧縮応力-圧縮歪関係：応力上昇域では Fafitis-Shah 式 5.6)を適用、応力下降域では白井による 3 次式 5.37)を適用、⑤ひび割れ後のコンクリートの圧縮強度低減係数：塩原による評価式 5.37)を適用。

2) 解析結果及びまとめ

解析より得られた各試験体のせん断応力-せん断歪関係を図 5-35~37 に示す。また、最大耐力値を表 5-7 に併記する。図 5-35 より、同一  $p_t \sigma_r$  であっても試験体のひび割れ後の剛性及び最大耐力は鉄筋量の増加に伴い上昇するのがわかる。図 5-36, 37 より、軸方向の圧縮応力が試験体のひび割れ強度と耐力上昇に寄与しているのが認められるが、その効果は二方向圧縮の方が一方向圧縮より顕著であるのがわかる。

表 5.5 Specimens

試験体 No.	コンクリート強度 (kg/cm <sup>2</sup> )	側 柱				壁 板					
		形状 b×D (mm)	主筋 SD80 (P, %)	帯筋 SD130 スパイラル (P, %)	中子筋 SD130 (P, %)	内のり高さ (mm) [M/Q・D]	壁厚(mm) × 内のり 長さ(mm)	壁筋 SD80 (P, %)			
1	600	200×200	16-D13 (5.08)	内のり高さ 上層 1/2 2-D6040 (0.80%)	内のり高さ 上層 1/2 なし	2000 [1.33]	80×1300	2-D60400 (0.20)			
2								2-D60230 (0.35)			
3								2-D60150 (0.53)			
4	2-D60150 (0.53)										
5	1000					16-D13 (5.08)		内のり高さ 下層 1/2 2-D6050 (0.64)	内のり高さ 下層 1/2 2-D6050 (0.64)	3000 [2.00]	2-D60150 (0.53)
6											2-U6.40122 [SD130] (0.62)
7										2000 [1.33]	2-D6080 (1.00)
8											2-D6055 (1.45)

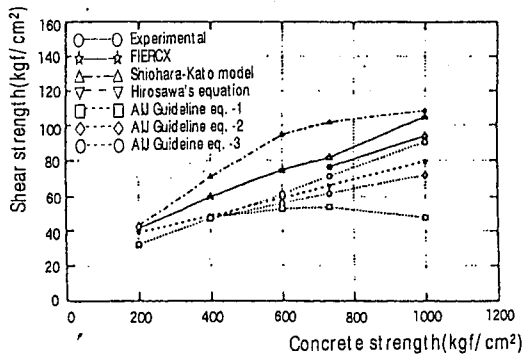


図 5.31 The Effects of Concrete Strength

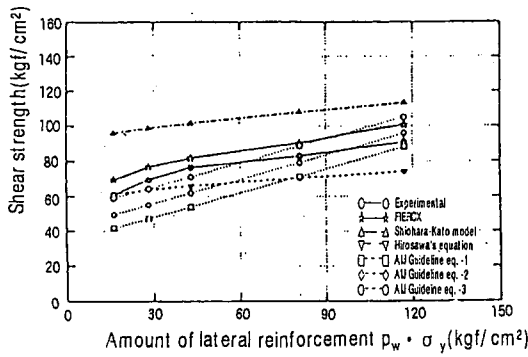


図 5.32 The Effects of  $p_w \sigma_y$

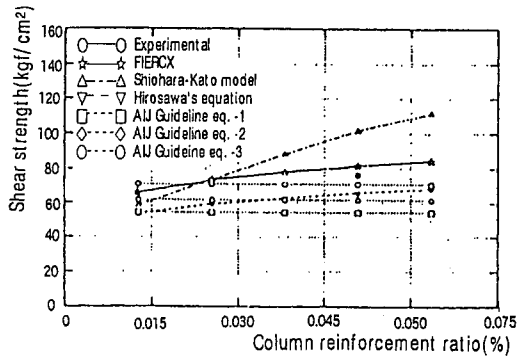


図 5.33 The Effects of Column Main Bar Ratios

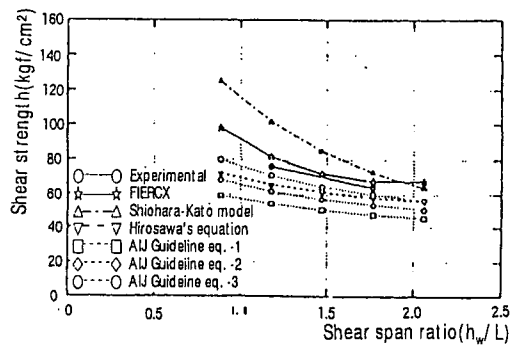


図 5.34 The Effects of Shear Span Ratios

表 5.7 Specimens and Maximum Strength

試験体	諸元	耐力 Mpa	
aシリーズ $p_t \sigma_t$ は固定し、 $p_t$ と $\sigma_t$ の組合せを変化	a-1	SD980を鉄筋比 $p_t=2.0\%$ で配筋	15.14
	a-2	SD490を $p_t=4.0\%$ で配筋	17.94
	a-3	SD295を $p_t=6.6\%$ で配筋	19.34
bシリーズ 配筋はSD980 $p_t=2.0\%$ で固定し、 一方の軸圧縮応力を変化	b-1	軸力無し	15.14
	b-2	軸圧縮応力 $0.1 \sigma_B$	16.17
	b-3	軸圧縮応力 $0.3 \sigma_B$	18.11
	b-4	軸圧縮応力 $0.6 \sigma_B$	19.87
bシリーズ 配筋はSD980 $p_t=2.0\%$ で固定し、 二方向の軸圧縮応力を変化	c-1	軸力無し	15.14
	c-2	軸圧縮応力 $0.1 \sigma_B$	17.48
	c-3	軸圧縮応力 $0.3 \sigma_B$	24.17
	c-4	軸圧縮応力 $0.6 \sigma_B$	33.87

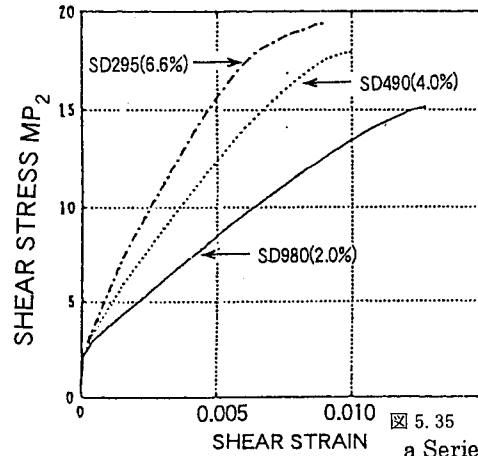


図 5.35 Analytical Results of a Series with Variations of Combination of  $p_t$  and  $s_y$

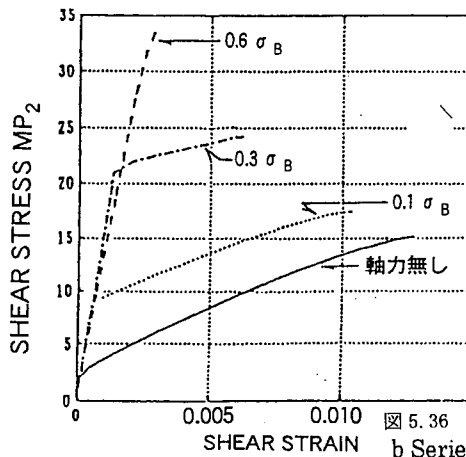


図 5.36 Analytical Results of b Series with Variations of an Axial Stress Ratios

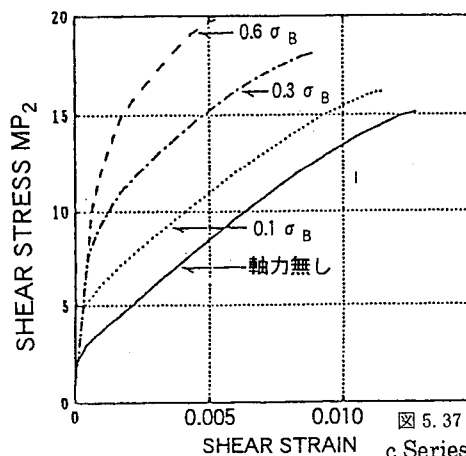


図 5.37 Analytical Results of c Series with Variations of Bidirectional Axial Stress Ratios



## 参考文献

- 5.1) 鷲津久一郎他共編：有限要素法ハンドブック  
1 基礎編、培風館、1981.9、pps.443
- 5.2) 戸川隼人：有限要素法概論、有限要素法の基礎と応用シリーズ 1、培風館、1981.11、pps.324
- 5.3) O.C. Zienkiewicz: The Finite Element Method, Third Edition, McGraw Hill Book Company Ltd., 1977
- 5.4) 三好俊郎：有限要素法入門、改訂版、培風館、1994.12、pps.255
- 5.5) Ngo, D. and Scordelis, A. C. : Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams. ACI Journal, Vol.64, No.3, March 1967, pp.152-163.
- 5.6) Advanced Mechanics of Reinforced Concrete. Reports of IABSE Colloquium, Delft, 1981.
- 5.7) RC 構造のせん断強度研究委員会：RC 構造物のせん断問題に関するコロキウム論文集、日本コンクリート工学協会、1982.6.
- 5.8) 森田司郎研究代表：鉄筋コンクリート構造の FEM 解析の精度工場に必要な基礎実験と解析モデルの開発、昭和 63 年度科学研究費補助金(総合研究(A)) 研究成果報告書、平成 1. 3.
- 5.9) Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures. Proc. of the US-Japan Seminar, Tokyo, May 1985, published from ASCE, 1986.
- 5.10) Aoyama, H. and Noguchi, H.: Future Prospects for Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures. Proc. of the US-Japan Seminar, Tokyo, May 1985, published from ASCE, 1986, pp.667-681.
- 5.11) RC 構造の FEM 解析と設計法研究委員会：コンクリート構造物の設計に FEM 解析を適用するためのガイドライン、日本コンクリート工学協会、JCI-C16、1989.3.
- 5.12) RC 構造の FEM 解析と設計法研究委員会：RC 耐震壁のマクロモデルと FEM ミクロモデルに関する解析的研究論文集、日本コンクリート工学協会、JCI-C18、1989.
- 5.13) Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures II. Proc. of the International Workshop, New York, June 1991, published from ASCE, 1993.
- 5.14) 長沼一洋：コンクリート構造の解析モデル、コンクリート構造物の設計手法としての FEM 解析(その 4)、コンクリート工学、Vol.30, No.8, pp.81-86, 1992.8
- 5.16) 白井伸明：コンクリート構造物と FEM 解析、コンクリート構造物の設計手法としての FEM 解析(その 3)、コンクリート工学、Vol.30, No.6, pp.86-93, 1992.6
- 5.16) Stevens, N. J. et al. : Analytical Modeling of Reinforced Concrete Subjected to Monotonic and Reversed Loadings, Pub.No.87-1, Univ. of Toronto, January 1987
- 5.17) 高強度鉄筋分科会・構成方程式・有限要素法 WG 研究報告書、平成 5 年 3 月、pps.207.
- 5.18) 鈴木紀男：RC 構造の非線形 FEM 解析のためのガイドライン(1),(2)、コンクリート構造物の設計手法としての FEM 解析、コンクリート工学、Vol.31, No.8, 1993.8, pp.78-83、Vol.31, No.9, 1993.8, pp.76-81.
- 5.19) 平成 3 年度 New RC 構造性能分科会報告書、国土開発技術研究センター、1992.3.
- 5.20) 第 2 回 RC 構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム、解析モデル検証用試験体の実験データ集、JCI-C6、pps.54、1983.10.
- 5.21) Fafitis, A. and Shah, S. P. : Lateral Reinforcement for High Strength Concrete Columns, ACI, pp. 213-232, 1985.
- 5.22) 大久保雅章、濱田聡、野口博：地震時のひび割れコンクリートの圧縮劣化特性に関する基礎実験、JCI コロキウム論文集、JCI-C18、pp.17-22、1989.10
- 5.23) 平成 3 年度 New RC 研究開発概要報告書、国土開発技術研究センター、1992.3.
- 5.24) 崎野健治：コンクリートファインドコンクリートの力学特性に関する資料のとりまとめ、平成 3 年度高強度鉄筋分科会報告書、国土開発技術研究センター、1992.
- 5.25) 大久保雅章、松戸正士、野口博：超高強度コンクリートの二軸圧縮応力下の破壊条件に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 II、pp.635~638、1990.10 及び 日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 II、pp.473~476、1991.9
- 5.26) 張 愛暉、野口 博：RC 造柱のせん断終局強度に及ぼす軸力の影響に関する解析的研究、コンクリート工学年次論文報告集、12-2、1990
- 5.27) 飯塚崇文：普通強度から高強度までの材料を用いた鉄筋コンクリートの構成則と有限要素解析に関する研究、千葉大学学位論文、1992
- 5.28) 雨宮 篤：超高強度 RC はりのせん断挙動に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、1991
- 5.29) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型指針・同解説、1988.

- 5.30) 市之瀬敏勝：変形能力を考慮した RC 部材のせん断設計法、日本建築学会論文報告集、1990
- 5.31) COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON：CEB-FIP MODEL CODE FOR CONCRETE STRUCTURES, 1988.
- 5.32) Kent, D.C. and Park, R.: Flexural Members with Confined Concrete. Proc. ASCE, Vol. 97, No. ST7, July 1971. pp.1969-1990.
- 5.33) Park, R., Priestley, M. J. N. and Gill W. D. : Ductility of Square Confined Concrete Columns, Proceedings ASCE, Vol.108, ST4, April 1982.
- 5.34) 二村有則、瀬尾正幸他：高強度材料を用いた RC 柱の性状に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 627～630、1992.8.
- 5.35) 張 愛暉：鉄筋コンクリート部材のせん断挙動に関する非線形解析、千葉大学学位論文、1991.
- 5.36) 阿部雅人、竹崎真一、野口博：高強度電炉鉄筋の開発に関する研究(その 10、11)、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.513～516、1992.
- 5.37) 白井伸明、野口博、塩原等ほか：普通強度及び高強度RC要素の構成則に関する研究(その1、2)、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造II、pp.1051～1054、1992.8
- 5.38) 壁谷澤寿海ほか：高強度材料を用いた曲げ降伏型鉄筋コンクリート耐震壁の復元力特性(その1、2)、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造II、pp.607～610、1990.10
- 5.39) 壁谷澤寿海、倉本洋ほか：シアスパン比の大きい高強度鉄筋コンクリート耐震壁の加力実験、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.14, No.2、pp.819～824、1992
- 5.40) 狩野芳一、柳沢延房：耐震壁のせん断強度に関する研究、New RC研究開発概要報告集、pp.3-3-35～3-3-40、1992.3
- 5.41) 称原良一、白井伸明、野口博：RC耐震壁のマクロモデル間の解析結果の比較および実験値との比較、RC耐震壁のマクロモデルとFEMマイクロモデルに関するパネルディスカッション論文集、JCI-C11、日本コンクリート工学協会、pp.41～60、pp.97～102、1988.1
- 5.42) 広沢雅也：鉄筋コンクリート部材の強度と靱性、建築研究報告、No.76、建築研究振興協会、1977.3
- 5.43) 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、丸善、1990