



Title	コンクリート構造部材の終局曲げ耐力・曲げ靱性とプレストレストコンクリート骨組構造の耐震性に関する研究
Author(s)	岸本, 一蔵
Citation	大阪大学, 2001, 博士論文
Version Type	VoR
URL	https://doi.org/10.11501/3184349
rights	
Note	

The University of Osaka Institutional Knowledge Archive : OUKA

<https://ir.library.osaka-u.ac.jp/>

The University of Osaka

コンクリート構造部材の終局曲げ耐力・曲げ靱性と
プレストレストコンクリート骨組構造の耐震性に関する研究

2000年12月

岸本 一蔵

コンクリート構造部材の終局曲げ耐力・曲げ靱性と
プレストレストコンクリート骨組構造の耐震性に関する研究

2000年12月

岸本 一蔵

目 次

【序論】	… 1
【第一部：鉄筋コンクリート（RC）柱・プレストレストコンクリート（PC）梁部材の曲げ挙動】	
第1章 コンファインド補強されたRC柱部材の曲げ靱性	… 7
1.1 序論	
1.2 解析仮定および条件	
1.3 解析結果	
1.3.1 曲げ靱性評価のための終局限界点について	
1.3.2 各種要因の必要横拘束補強筋量に及ぼす影響について	
1.4 解析結果に基づく必要横拘束補強筋量推定式	
1.5 既往の実験データを用いた算定式の検討と修正	
1.6 提案算定式の検証	
1.7 横拘束補強筋量算定の為の簡易図表	
1.8 既存の指針等で提案されている拘束筋量との比較	
1.9 結論	
[参考文献]	
第2章 コンファインド補強されたRC柱部材の終局曲げ耐力	… 20
2.1 序論	
2.2 終局曲げ耐力算定式	
2.2.1 算定式誘導のための仮定	
2.2.3 算定式誘導	
2.3 提案式の適合性	
2.3.1 精算法およびセンター式との比較	
2.3.2 実験結果に対する適合性	
2.4 結論	
[参考文献]	
第3章 コンファインド補強されたPC梁部材の曲げ靱性	… 29
3.1 序論	
3.2 解析条件および仮定	
3.3 解析結果	
3.4 解析結果に基づく必要横拘束補強筋量算定式	
3.5 既往の実験データを用いた算定式の検討と修正	
3.6 各種指針等におけるPC梁の横拘束補強の規定と提案式で算定される補強量の比較	
3.6.1 各種指針等における横拘束補強の規定	
3.6.2 補強筋量の比較	
3.7 結論	
[参考文献]	
第4章 PC梁部材の終局曲げ耐力	… 38

4.1	序論	
4.2	既存の終局曲げ耐力算定式とその精度の検証	
4.2.1	既存の終局曲げ耐力算定式	
4.2.2	実験データを用いた既往の終局曲げ耐力算定式の検証	
4.3	終局曲げ耐力算定式の誘導	
4.3.1	算定式誘導の方針	
4.3.2	解析条件および仮定	
4.3.3	各種要因の PC 鋼材応力度に及ぼす影響と PC 鋼材応力度算定式	
4.3.4	提案式により求まる PC 鋼材応力	
4.4	終局曲げ耐力算定式の提案	
4.5	算定式の検討	
4.6	結論	
	[参考文献]	

第5章 PC 梁部材の曲げ挙動とそのモデル化 … 52

5.1	序論	
5.2	鈴木・中塚等が提案する PRC 梁履歴モデル	
5.3	検討の基本方針	
5.4	主筋の Bauschinger 効果を考慮するための修正	
5.4.1	解析条件と仮定	
5.4.2	解析結果	
5.5	提案履歴モデルの検討	
5.5-1	断面解析結果との比較	
5.5-2	実験結果との比較	
5.6	結論	
	[参考文献]	

第6章 第一部の結論 … 60

【第二部：1 スパンプレストレストコンクリート骨組構造の耐震性】

第1章 構造的特徴からみた耐震性 … 63

1.1	序論	
1.2	試設計モデル	
1.2.1	試設計条件	
1.2.2	設計用応力の検討	
1.3	部材曲げ耐力の検討	
1.3.1	試設計モデルの断面と配筋量	
1.3.2	PC 梁部材の曲げ耐力と設計用応力の比較	
1.3.3	柱の終局曲げ耐力と設計用応力との比較	
1.4	静的弾塑性解析による検討	
1.4.1	解析条件および仮定	

1.4.2 解析結果	
1.5 結論	
[参考文献]	
第2章 梁降伏先行を想定した骨組構造の地震時挙動に及ぼすPC鋼材量、	… 73
PC鋼材－グラウト間の付着劣化程度の影響	
2.1 序論	
2.2 解析モデル	
2.2.1 設計方針	
2.2.2 解析パラメータ	
2.2.3 PC 梁部材の終局曲げ耐力と終局プレストレス率の検討	
2.3 解析仮定および条件	
2.4 解析結果	
2.4.1 PC 梁部材の履歴比較	
2.4.2 応答層間変形角	
2.4.3 材端ヒンジ部の回転角	
(1) 最大値	
(2) 累積値	
2.5 結論	
[参考文献]	
第3章 梁降伏先行を想定した骨組構造の地震時挙動に及ぼす一階柱脚部の	… 83
横拘束補強筋量の影響	
3.1 序論	
3.2 解析モデル	
3.3 解析仮定および条件	
3.4 解析結果	
3.4.1 コンクリートの応力度－ひずみ度関係と部材のモーメント－曲率関係	
3.4.2 応答解析結果	
3.4.3 コンクリートの劣化程度について	
3.5 結論	
[参考文献]	
第4章 地震時上下応答に関する検討	… 92
4.1 序論	
4.2 検討概要	
4.3 解析仮定および条件	
4.3.1 解析対象	
4.3.2 検討対象のモデル化	
(1) 梁単体モデル	
(2) フレームモデル	
4.4 解析結果	

- 4.4.1 梁部材単体モデル
 - (1) 固有値解析
 - (2) 応答解析結果
- 4.4.2 フレームモデル
 - (1) 固有値解析
 - (2) 応答解析結果
 - ・加速度
 - ・応力

4.5 結論

[参考文献]

第5章 第二部の結論	… 100
【結語】	… 102
【付録】	… 104
【発表論文】	… 118
【謝辞】	… 123

【序論】

研究の背景および目的

プレストレストコンクリート（以下 PC と略記）造建物とは、梁、柱、耐震壁等の主要耐震構造体に対しプレストレスを導入した建物のことであるが、これら全てに対してプレストレスが用いられる建物は極めて希であり、一般には、鉛直荷重に対し梁部材に発生する長期モーメントをキャンセルする目的で梁部材にプレストレストが導入される場合が殆どである。本論文では後者、つまり梁を PC 構造、柱を鉄筋コンクリート（以下 RC と略記）構造とした建物を研究の対象としている。

今後益々重要となるであろう環境問題への取り組みを考えると、建築物にとってその長寿命化はもはや不可避な課題となってきた。こうした状況にあって、コンクリート系建物では、部材のひび割れ制御が可能で、かつ、大スパン架構故に用途変更が容易で長寿命化が可能であるプレストレストコンクリート構造が注目を集めている。しかしながら、PC 構造は地震の殆ど無い欧州で発達した技術であるため、その耐震性に対する研究は RC 構造の研究に比べ量・質共に乏しい。

一方、現在建物の耐震設計法は、想定する荷重が構造体に作用する時、材料に発生する応力度の許容値を材料強度に基づき設定することで、間接的に大地震時の耐震性を確保しようとする許容応力度設計法から、部材の塑性変形能力にその耐震性を期待する靱性指向型の設計法に移行しつつある。これは、建物の存在期間中に一度経験するかもしれない程度の大地震に対し、構造部材の一部に計画的な塑性ヒンジを形成させることにより、入力される地震エネルギーを消費させようとするものである。

PC 構造建物に対し靱性指向型の設計法の適用を考える時、RC 構造建物の場合と同様、次のような事項を考慮する必要がある。即ち、塑性ヒンジを形成させようとする梁・柱等の構造部材に十分な変形能力を与える必要があると共に、塑性ヒンジの形成を予定する部位を計画するため、また、部材の塑性化を伴う状態での建物の保有耐力を正確に求めるため、その終局曲げ耐力をより正確に算定できる必要がある。更に、PC 構造では「プレストレスが部材に導入される」、「大スパン架構である」という RC 構造にない特徴を有するため、これらの特徴が耐震性に及ぼす影響についても検討する必要がある。この点について詳述すると以下のようなになる。

梁部材へのプレストレス導入は、冒頭で述べたように鉛直荷重により発生する曲げモーメントをキャンセルする目的、即ち、梁の曲げひび割れ抑制や、たわみ量の制御を目的として行われる。従って、PC 鋼材の配筋設計は長期荷重に対する設計であり、短期荷重（地震時荷重）に対する設計とは別の理念で行われる。しかしながら、部材断面内に配置される PC 鋼材およびプレストレス力は、部材、ひいては建物に RC 構造にはない種々の特徴を与え、地震時挙動にも大きな影響を与えるとされている。

PC 鋼材の配置およびプレストレス力導入が部材の性能、特にここでは曲げ耐力・変形能に影響及ぼし、建物の耐震性について問題となる点を挙げると次のようになる。

①プレストレスが導入されることにより、圧縮側となるコンクリートの負担が増大し、部材の曲げ靱性が低下する。

靱性の低下とは、部材の荷重-変形関係において最大耐力以降の変形増加に対して部材耐力の低下が大きくなることを意味する。部材靱性の低下が建物の耐震性、即ち地震時挙動にどのように影響するかは、建物の条件等により大きく異なるため一般的な定義はできないものの、部材耐力・剛性の低下が建物の耐震性を

低下させることは明白であり、これを防ぐ必要がある。靱性低下を改善する手段として、部材の圧縮側となるコンクリートを部材材軸に対して垂直方向に配筋する横拘束補強筋を用いる、即ちコンファインドコンクリートを利用することが非常に有効であるが、これを部材に適用した場合の横拘束補強筋量と部材の変形能力との関係については明確な知見が得られていない。

②PC 鋼材が断面内に配置されることにより、梁部材の曲げ耐力が、設計上の短期荷重に対して要求される耐力を大きく上回る可能性がある。

建物の靱性指向型の設計法では、建物の倒壊を防ぐ観点からヒンジは梁材端部に形成させることが基本とされている。この考え方を PC 構造建物に適用する場合、梁断面内に配筋される PC 鋼材により、梁の曲げ耐力が、同梁に接続する柱の耐力を大幅に上回る可能性があり、その結果、梁材端部にヒンジ形成を前提とする設計が困難になる可能性があるとされているが、これらについて系統的に検討された研究はない。

③正負繰り返し加力を受けた場合の履歴形状が、非線形弾性的な残留変形の少ない形状となり、RC 部材に比べて履歴減衰効果が少なく、エネルギー吸収能力が小さいという特有な力学的性状を示すようになる。

PC 部材の履歴減衰効果、即ち部材の塑性化によるエネルギー吸収能力が一般に RC 部材に比べて小さいことから、これを用いた建物、即ち PC 構造建物の地震時応答量は RC 構造建物に比べて大きくなるとされている。部材のエネルギー吸収能力が相対的に低いことにより、建物の応答量が相対的に増加することは定性的には理解できるものの、定量的な検討は殆どなされていない。これには、PC 梁断面（部材）の曲げ履歴が、断面内に配置される PC 鋼材の条件（鋼材種、量等）に起因してその形状が極めて複雑となるため、例えば RC 部材の代表的履歴モデルである TAKEDA モデルのように標準化された履歴モデルがないことにも一因がある。

一方、“大スパン架構であること”に対しては次のような点が問題となる。即ち、PC 構造建物では鉛直荷重時応力が相対的に大きく、加えてプレストレス導入に伴う不静定応力が存在するため、設計用応力に対する各応力のバランスは、地震荷重が支配的である RC 造建物のそれに比べて複雑になる。更に、先に述べた、梁断面内への PC 鋼材配置による曲げ耐力の上昇の可能性があるため、梁降伏先行型の設計を考える場合、上記の要因が設計に対してどのような影響を及ぼすのかの判断は極めて複雑となり、この問題に対して検討された研究はない。また、大スパン架構では、地震時上下動により梁の上下方向の応答が大きく励起される可能性が憂慮されるにもかかわらず、原子炉棟屋等特殊な建物を除いて、一般的な PC 構造建物について検討されたものは殆どない。

本論文は、以上の問題点をふまえ、プレストレストコンクリート骨組構造の耐震性について研究を行ったものである。

前半（第一部）では、RC 柱、PC 梁の曲げ特性（終局曲げ耐力、曲げ靱性、および PC 梁については履歴のモデル化）について、後半では試設計した 1 スパン PC 骨組構造モデルに対して、設計用応力から検討した耐震的特徴、およびフレーム応答解析による応答特性について検討している。

研究の概要

本論文は、研究内容により 2 部に分けて構成されている。第一部は「コンクリート構造部材」を対象に、第二部は「PC 骨組建物」を対象に検討を行っている。第一部ではコンクリート構造部材を対象に、部材が保有する曲げ特性について検討したものであり、RC 柱部材と PC 梁部材の終局曲げ耐力と曲げ靱性ならびに PC 梁断面の履歴のモデル化についてである。第二部では、PC 骨組建物の耐震性について検討を行った

ものであり、設計的な視点からの検討と応答解析を用いた応答変形量に着目した検討からなっている。前者では、設計用応力と部材の曲げ耐力との比較から PC 骨組建物の耐震性についての特徴を明らかにすることを試みている。後者では、PC 骨組建物のフレーム応答解析を行い、PC 鋼材量、PC 鋼材－グラウト間の着劣化程度、および 1 階柱脚部での補強筋量が建物の応答変形量に及ぼす影響について検討している。更に、中小地震動について上下動が建物に及ぼす影響についても検討している。

－第一部－

第 1 章では、RC 柱の靱性と横拘束補強筋量との関係について検討を行っている。コンファインドコンクリートの応力度－ひずみ度関係を用いて断面解析を行い、断面諸要因と断面靱性との関連を明らかにすることにより、RC 柱の横拘束補強筋量算定式を提案する。第 2 章では、RC 柱の終局曲げ耐力と横拘束補強筋量との関係について検討を行っている。第 1 章と同じく断面解析を行い、横拘束補強筋によるコンクリートの圧縮特性の改善程度が終局曲げ耐力におよぼす影響を検討し、その結果を用いて精度の良い終局曲げ耐力算定式を提案する。第 3 章では、PC 梁の靱性と横拘束補強筋量との関係について検討を行っている。第 1 章と同じく断面解析を行い、断面諸要因と断面靱性との関連を明らかにすることにより、PC 梁の横拘束補強筋量算定式を提案する。第 4 章では、PC 梁の終局曲げ耐力について検討を行っている。PC 鋼材－グラウト間の付着劣化程度、PC 鋼材の配置位置、及び部材の変形量が PC 鋼材の応力度に及ぼす影響を検討し、PC 鋼材応力度を推定する式を提案し、同推定式を既往の終局曲げ耐力算定式に用いることにより終局曲げ耐力算定精度の向上を試みている。第 5 章では、PC 梁断面の履歴特性について、理論的な展開からその特性を検討した既往のモデルを基に、断面解析から得られる結果による改良を加えフレーム解析に用いることの可能な履歴モデルを開発している。

－第二部－

第 1 章では、設計用応力（鉛直荷重時応力、不静定応力、地震荷重時応力）及び部材の終局曲げ耐力を比較することから、主にヒンジ形成部位の可能性について検討し、PC 建物の耐震性に関する構造的特徴を概括的に述べている。第 2 章では、梁降伏先行型の骨組構造に対し、フレーム応答解析を用いて PC 鋼材量および PC 鋼材－グラウト間の付着劣化程度が建物の応答変形量に及ぼす影響について検討している。第 3 章では、同じく梁降伏先行型の骨組構造に対し、フレーム応答解析を用いて 1 階柱脚部での横拘束補強筋量が建物の応答変形量、及び 1 階柱脚部のコンクリート劣化程度に及ぼす影響について検討している。本章の解析には、第一部・第 5 章で提案した PC 梁断面の履歴モデルを使用している。第 4 章では、PC 梁部材の中小地震の上下動に対する挙動を検討している。梁部材を複数の質点モデルに置き換えたフレームモデルを応答解析しており、部材端部及び中央部での加速度応答倍率の検討、及び部材中央部に発生するモーメントの大きさを長期荷重時応力と比較・検討している。

【第一部：鉄筋コンクリート(RC)柱・プレストレストコンクリート(PC)梁部材の曲げ挙動】

第1章 コンファインド補強された RC 柱部材の曲げ靱性

1.1 序論

構造物の粘り強さ（靱性）に基盤をおくコンクリート構造設計法では部材に所要の変形能力を付与することが必要であり、そのための構造技術としてコンファインドコンクリート、すなわち補強筋で横拘束されたコンクリートの利用が非常に有効であると指適されている¹⁾¹⁾。しかし、所要の変形能力を得るためにはどのような形状、太さ、ピッチなどを持つ横拘束補強筋を使用すればよいかは、未だ十分に明確にされていない。

本章では、曲げが卓越する鉄筋コンクリート（以下 RC と略記）柱の靱性確保に必要なコンファインド補強筋量（横拘束補強筋量）の算定式を導こうとするものである。すなわち、最近の研究で明らかにされてきた単軸圧縮応力下でのコンファインドコンクリートの応力度-ひずみ度特性を圧縮部コンクリートに適用した柱断面の曲げ解析から、横拘束補強筋量に及ぼす諸要因の影響を明らかにして、解析による推定式を誘導する。さらに同推定式を既往の実験データによって検討・修正を加えて横拘束補強筋量算定式を提案し、提案式による補強筋量と基・規準および指針等によるそれらとの関係について考察する。なお、以下の文中では断りが無い限り“横拘束筋”は横拘束補強筋の事を意味する。

1.2 解析仮定および条件

解析の対象とした RC 柱断面は、図 1.2-1 に示すように、引張および圧縮鉄筋比がそれぞれ 1%で、1 辺長さ（ $D (=b)$ ）が 100cm の正方形断面である。主筋の応力度-ひずみ度（以下 S-S と略記）関係は完全弾塑性型とした。コンクリートの S-S 関係は、図 1.2-2 に示すように応力上昇部が n 次関数（ $n \geq 2$, $n=2$: Plain Concrete）で、応力下降部が直線で表示されるものとした。また、各種の形状を持つ横拘束筋によるコンファインドコンクリートの強度・変形特性の推定には、中塚等の提案する¹⁾²⁾算定式を用いた[付録 1-1-1]。柱部材の塑性ヒンジ回転角（ θ ）の計算に必要な塑性ヒンジ長さは、文献[1-3]で提案される算定式での下限値である $0.75D$ とした。

解析において取り上げた要因は、塑性ヒンジに要求される回転能力（ θ_u ；塑性ヒンジ領域外の部材の変形を無視すれば部材角(R)に対応する）、軸力比（ $\eta = N/bDF_c$ ； N ：軸力、 b ：梁幅、 D ：断面せい、 F_c ：コンクリート圧縮強度）ならびにコンクリート強度（ F_c ）、横拘束筋の形状（サブタイ本数（ n_s ））、ピッチ（ S ）（ S /柱の一辺長さ= (S/D) ）と降伏強度（ σ_{tr} ）およびコア面積比（ A_c/A_g ； A_c ：横拘束筋によって囲まれるコア面積、 A_g ：柱全断面積）などである。各要因の水準ならびに共通事項を表 1.2-1 にまとめて示す。なお、断面の解析にあたっては平面保持の仮定が成立するものとした。解析フローについては付録 1-1-2 に示す。また、横拘束筋の量を表す拘束筋比 p_s は a_{tr}/bS で算出される（図 1.2-3）。（ a_{tr} ：柱部材断面に直交す

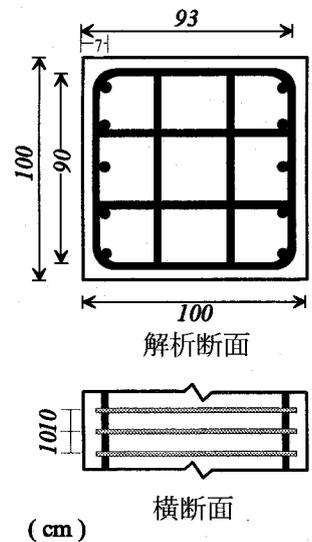


図1.2-1 解析対象断面

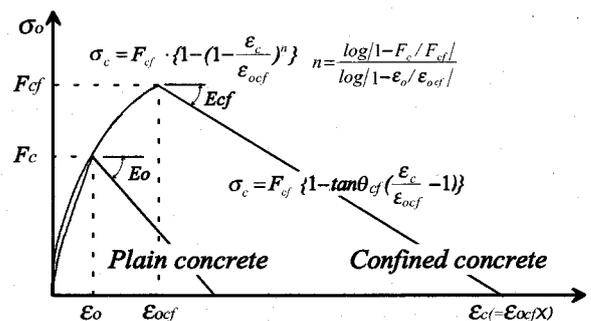


図1.2-2 コンクリートの応力度-ひずみ度関係

表1.2-1 検討した要因と水準

要因		記号	水準	
塑性ヒンジ部での回転角		θ_u	1/30, 1/20	
軸力比		η	1/6, 1/4, 1/3, 2/5, 1/2, 3/5, 2/3	
材料的 要因	コンクリート圧縮強度	F_c	400, 500 [kg/cm ²]	
	横拘束 補強筋	降伏点強度	σ_{try}	4500, 5500 [kg/cm ²]
		サブタイ本数	n_s	1 (Type), 4 (Type)
		ピッチ	$S(S/D)$	20(0.2), 30(0.3)
コア面積比		A_c/A_g	0.64(Dc=80cm)	

表中の網掛け値 () は基準値を示す
[共通値]
断面寸法: $b \times D = 100 \times 100$ (cm)、引張鉄筋比 (p_t) = 圧縮鉄筋比 (p_c) = 1%

る方向で、間隔が S の間に存在する横拘束筋断面積の合計、 $b(D)$)

1.3 解析結果

1.3.1 曲げ靱性評価のための終局限界点について

曲げが卓越する RC 柱部材の変形能力を評価するためには、部材断面の終局的な破壊を定義づける曲げ終局限界点の設定が不可欠で、そのため種々の曲げ終局域指標点および曲げ終局限界点が提案されている¹⁻⁴⁾ [付録 1-1-3]。それら諸点のうち特に次の2点、すなわち、部材断面の圧縮部コンクリートがその歪軟化性質のため

に、断面曲率の増加に伴って増加あるいは一定値を保つ引張鉄筋合力を支持できなくなる限界点、言い換

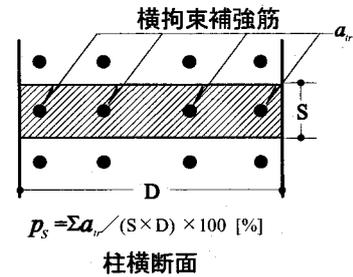


図1.2-3 横拘束補強筋比 (p_s)

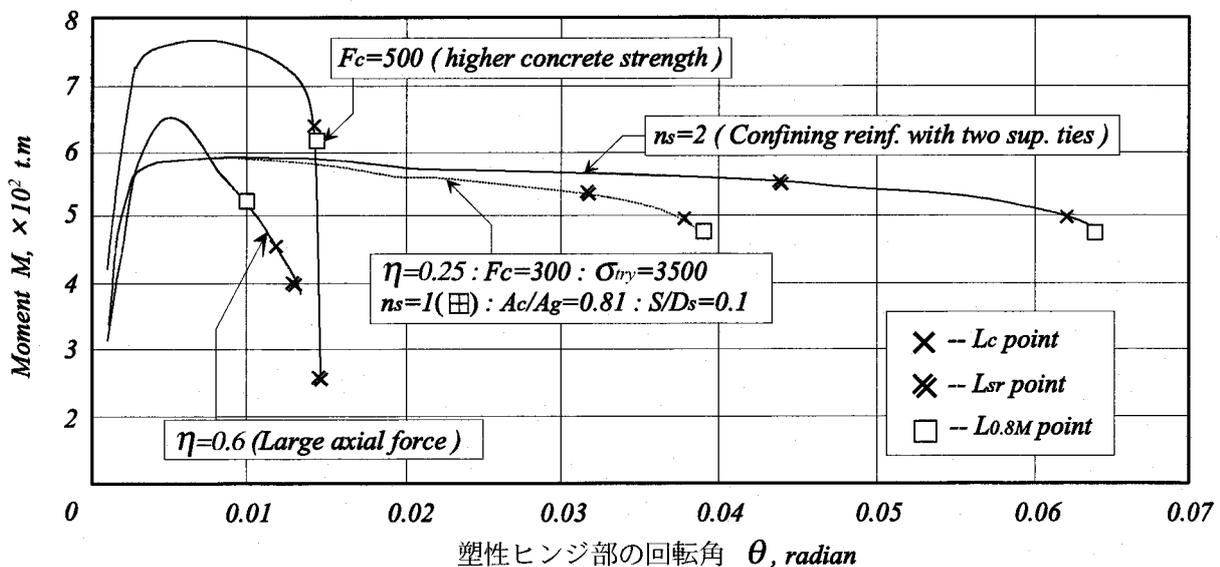


図1-3-1 各種パラメータがかわる場合のM- θ 関係と終局限界点の位置関係

えれば、引張鉄筋合力(ひずみ)の減少が生じなければ断面内の力の釣合が保てなくなる限界点 L_c 点、ならびに曲げ圧縮部の横拘束筋が破断する L_{sr} 点が明確な物理的意味を有し、かつ限界点として有用であることが指摘されている^{1-4, 1-5}。

図 1.3-1 は、本研究で取り上げた各種要因を変化させた時に、各終局限界点の位置関係が曲げモーメント一回転角 ($M-\theta$) 関係上でどのようになるかを調べたものである。なお、同図には Park 等が提案している最大モーメントの 80%点 ($L_{0.8M}$) 点も併記している。また同図中の各曲線は、基本とした点線で示す $M-\theta$ 関係を持つ断面に対して、同図中に書き込まれた要因のみが変化したときの $M-\theta$ 関係を示す。

図 1.3-1 によれば L_{sr} 点は、その算定をコンクリート強度の影響が考慮されていない Park 等による破断時ひずみ度の提案式¹⁻⁶によって行っているため、コンクリート強度が高いケースでは、 L_{sr} 点は L_c 点以降のモーメントが急落する領域に出現するという問題を持っている。 $L_{0.8M}$ 点は、軸力が小さいケース、横拘束筋のサブタイが多いケースおよび F_c が大きいケースでは L_c 点のすぐ後方に現れ、また軸力比が大きい場合には L_c 点に若干先行して出現するという特徴をもつので、同点も終局限界点として利用できそうである。しかし、同点を算定式等によって直接求めることは困難であり、また何故に最大曲げモーメントの 80%とするかの物理的意味が曖昧であるという問題点を有している。

以上のことから本研究では、軸力が高いケースで $L_{0.8M}$ 点に後行するという問題点はあるものの、物理的意味が明確でその算定も直接計算によって容易に行える L_c 点を終局限界点として採用し、以下の考察を進める。

1.3.2 各種要因の必要横拘束補強筋量に及ぼす影響について

柱の塑性ヒンジ部に必要となる横拘束筋量は、要求される回転能力の大きさばかりでなく、柱に作用する軸力の大きさ、ならびに柱を構成するコンクリートの圧縮強度、横拘束筋の降伏強度などの各種の要因の影響を受けると予想される。しかし、その影響度は定量的に殆ど明らかにされていない。

したがって、本項ではまず柱の塑性ヒンジ部において必要となる横拘束筋量(補強筋比 p_s で表す)が、柱の軸力(軸力比 η)によってどのように変化するかを調べる。続いて、柱を構成するコンクリート強度等の材料的要因、および柱断面におけるコア面積比等の変化が p_s に及ぼす影響を解析的に検討し、必要 p_s 値の推定式を解析結果から誘導する。

表 1.2-1 に解析において取り上げた要因とその水準をまとめて示しているが、諸要因の影響は、基準タイ

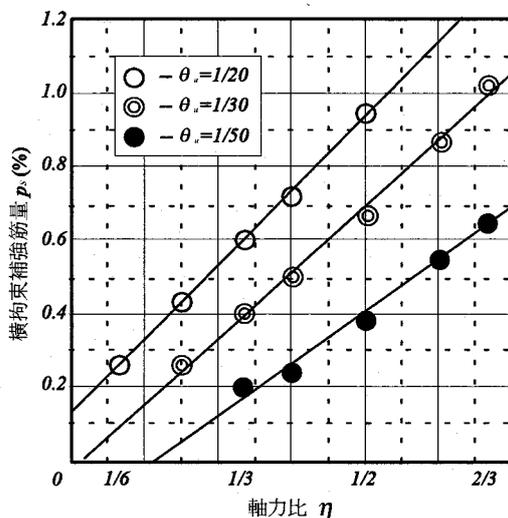


図1.3-2 必要横拘束補強筋量におよぼす材端ヒンジ部での回転量の影響

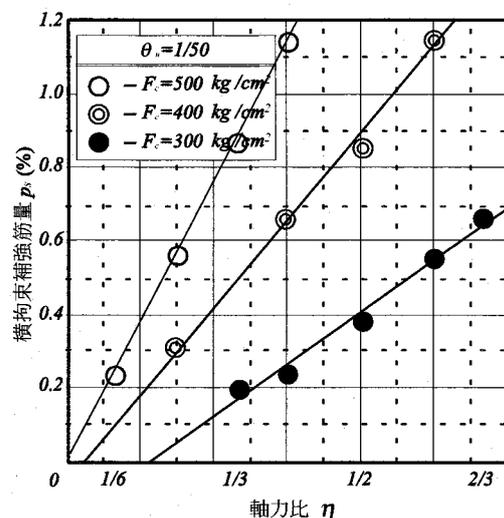


図1.3-3 必要横拘束補強筋量におよぼすコンクリート強度の影響

プと呼ぶケース（材料的要因とコア面積比として表中の網掛けした水準値を用いたケース）から注目する要因のみを変化させることによって調べている。

まず図 1.3-2 は、他の要因が基準タイプの値の時に、必要 p_s 値が所要回転能力 (θ_u) と軸力比 (η) によってどのように変化するかを示したものである。同図によれば必要 p_s は、いずれの θ_u の場合でも η の増加にともなってほぼ直線的に増加する。また、 θ_u が大きいケースほど大きな量が必要となる。したがって、他の要因が基準タイプの場合の p_s - η 関係を (1.3-1) 式で近似することとし、同式中の係数 a , b を θ_u の関数として表すと (1.3-2) 式を得た。

$$p_s = a \cdot \eta + b \quad \dots\dots\dots (1.3-1)$$

$$\text{ここで、} a = \frac{200 \cdot \theta_u}{9} + \frac{8}{9}, \quad b = 10\theta_u - \frac{5}{12} \quad \dots\dots\dots (1.3-2)$$

次に、コンクリートの圧縮強度 (F_c) などの材料的要因とコア面積比の影響を調べる。図 1.3-3 は θ_u が 1/50 のときに、 F_c が p_s に及ぼす影響を調べたものである。同図によれば、必要 p_s 値はいずれの F_c の場合でも軸力比 (η) の増加にともなってほぼ直線的に増加する。また、 η が同じときには F_c が高いほど大で、 $F_c=400$ 、500 の場合の必要 p_s の値は、基準タイプ ($F_c=300$) の場合のそれに対してそれぞれ 210~230%、430~480% 程度で、基準タイプでの p_s 値のほぼ ($F_c/300$)³ 倍程度になっている。この関係は θ_u が異なる場合もほぼ同様であり、このことは次の様な方法で p_s 推定式が導けることを示している。すなわち、コンクリート強度のみが基準タイプと異なるときの必要 p_s 値は、ある θ_u 、 η 値に対して基準タイプ下で必要となる p_s 値に、コンクリート強度の影響についての係数 ($F_c/300$)³ を乗ずれば得られることを示している。

図 1.3-4 は、横拘束筋の降伏強度 (σ_{try}) の影響を調べたものである。同図によれば、必要 p_s 値は σ_{try} の大きさにかわらず軸力比 (η) の増加にともなってほぼ直線的に増加する。また、 σ_{try} の増加は、コンクリートに対する拘束力を増大させてコンファインドコンクリートの S - S 特性を改善するため、必要 p_s 値を減少させる。 σ_{try} が 4500 と 5500kg/cm² の時の p_s 値はいずれの η 値の場合でも、 σ_{try} が基準タイプ (3500kg/cm²) の時のそれの、それぞれ約 75~80% および 55~65% となって、基準タイプでの p_s 値のおよそ ($3500/\sigma_{try}$) 倍となっている。また、この係数に及ぼす θ_u の影響は殆ど見られなかった。

以上の各場合と同様に、サブタイ本数 (n_p)、断面のコア面積比 (A_c/A_g) およびピッチ (S) などがそれぞれ単独に基準タイプから変化する場合の影響を表す係数について調べた。それぞれの要因のみが変化する場合の必要 p_s 値は、 θ_u 、 η 値が同じである基準タイプでの p_s 値にそれぞれ $\{3/5+4/(5n_p)\}$ 、 $\{(A_c/A_g)^{3/2}-1/3\}$ および $\{5(S/D)/4+7/8\}$ を乗ずることによってほぼ推定できることが分かった。

1.4 解析結果に基づく必要横拘束補強筋量推定式

本節では、ある特定の要因のみが基準タイプから変化する場合の、必要 p_s 値に対する影響を調べた 1.3.2 項の結果に基づき、必要 p_s 値の推定式の誘導を試みる。複数の要因が基準タイプの値と異なるような場合、必要 p_s 値

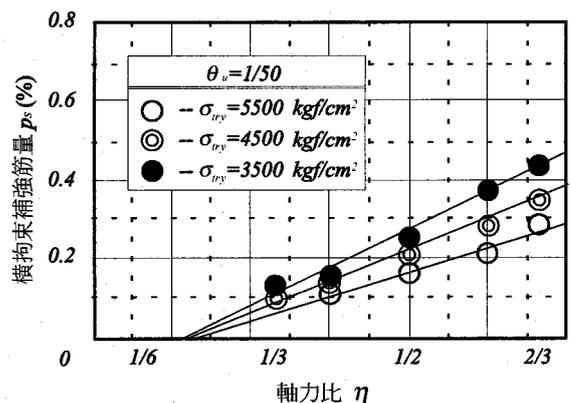


図1.3-4 必要横拘束補強筋量におよぼす補強筋降伏強度の影響

に及ぼすそれら諸要因の相互効果を推定式に考慮しなければならないが、推定式はきわめて煩雑なものとなるであろう。それ故、ここでは第一次近似的な取扱として、 p_s 値に及ぼす各種要因の影響は互いに独立であると仮定する。また、各要因が単独に変化するいずれのケースにおいても必要 p_s 値と η との間にはほぼ線型関係がみられるので、必要 p_s 値の推定式は、ある θ_u 、 η の時の基準タイプ下における必要 p_s 値 ($= a\eta + b$: (1.3-1)、(1.3-2)式参照) に 1.3.2 で求めた各要因の影響を表す諸係数を乗じた形の (1.4-1) 式で与えられるとした。

$$p_s = (a \cdot \eta + b) \cdot \left(\frac{F_c}{300}\right)^3 \cdot \left(\frac{3500}{\sigma_{try}}\right) \cdot \left(\frac{3}{5} + \frac{4}{5 \cdot n_s}\right) \cdot \left(\frac{3}{2} \left(\frac{A_c}{A_g}\right) - \frac{1}{3}\right) \cdot \left(\frac{1}{3} \left(\frac{5}{4} \left(\frac{S}{D}\right) + \frac{7}{8}\right)\right) [\%] \quad \dots (1.4-1)$$

ここで、 $a = \frac{200 \cdot \theta_u}{9} + \frac{8}{9}$, $b = 10\theta_u - \frac{5}{12}$

- η : 軸力比、
- F_c : コンクリートの圧縮強度 (kg/cm²)、
- σ_{try} : 横拘束筋の降伏強度 (kg/cm²)、
- A_c/A_g : コア面積比
- n_s : サブタイ本数、
- S/D : 横拘束筋のピッチ/柱の一辺長さ

1.5 既往の実験データを用いた算定式の検討と修正

1.4 節では解析的な考察から、ある η において所要 θ_u 値を満足するために必要な p_s 値の推定式を誘導した。本節では、既往の実験データによって同式の適合性を検討し、その結果から各種要因の影響を表す係数を修正して、必要 p_s 値の算定式を導く。

ここでは、扱うデータが曲げ破壊のデータである確度を高めるため、実験者によって曲げ破壊と報告されており、かつシアースパン比 (a/D) が 1.5 以上である試験体のデータを用いている^{17~19)}。なお、それら試験体に関する各要因の範囲は以下の通りであった。 $\eta = 0.19 \sim 0.8$ 、 $F_c = 289 \sim 1015 \text{kg/cm}^2$ 、 $\sigma_{try} = 2280 \sim 17800 \text{kg/cm}^2$ 、 $A_c/A_g = 0.72 \sim 0.81$ 、サブタイ本数 = 2~4 本、 $S/D = 0.07 \sim 0.24$ 。

図 1.5-1 は、実験に使用された試験体の横拘束筋量、コンクリート強度等の諸数値を (1.4-1) 式に代入して

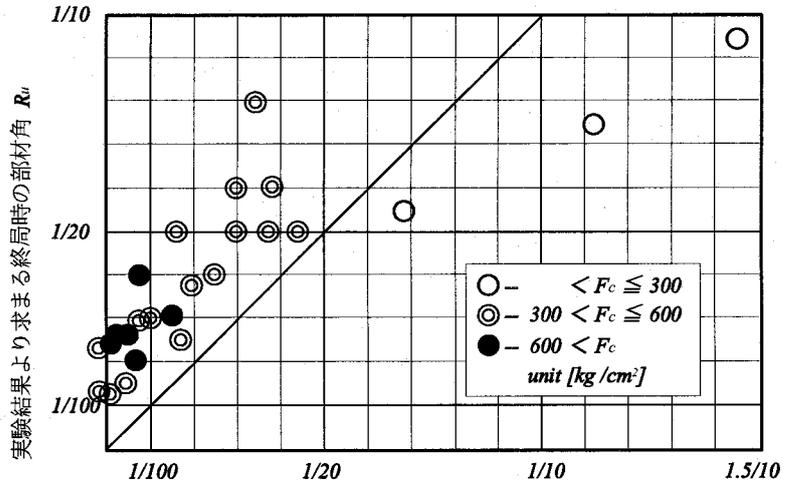


図1.5-1 実験値と (1.4-1)式により求まる塑性ヒンジ部での回転角の比較

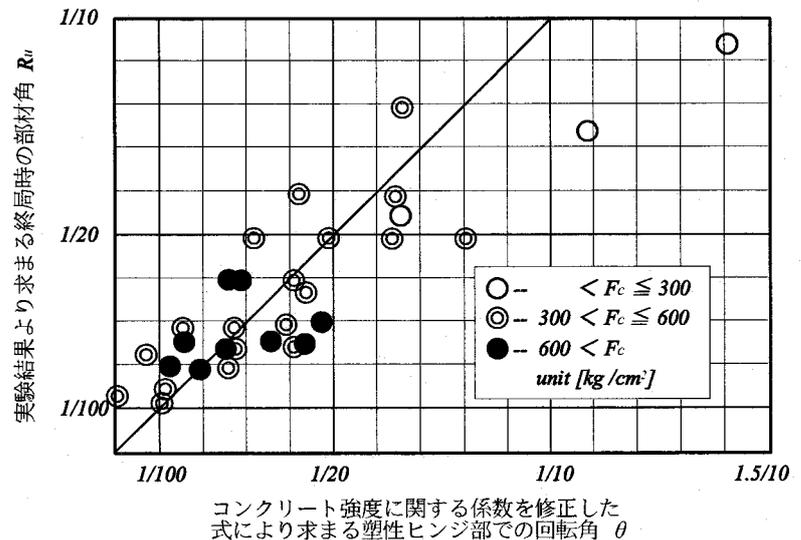


図1.5-2 実験値と コンクリート強度に関する係数を修正した式により求まる塑性ヒンジ部での回転角の比較

逆算した同試験体に対する終局回転角 θ_u の推定値と、実験結果で示された終局時部材角 R_u との関係を示している。なお、実験結果では部材の最大耐力の 80% に耐力が低下した時点を使的的に終局限界としているものが多いので、この時点での部材角を終局時部材角の実験値としている。また、 L_c 点に關係する θ_u と、 $L_{0.8M}$ 点に關係する R_u との対応づけを試みることは、1.3.1 で示した $M-\theta$ 關係での L_c 点と $L_{0.8M}$ 点との近い位置關係から判断して、あまり大きな問題はないと考える。

同図によれば、推定値は実験値を大略過小評価しているが、この傾向は図中のデータの F_c による分類から分かるように、コンクリート強度が高いケースについて著しい。それ故、この問題点を解消するために、 F_c が大となる程影響度が小となり、かつデータの変動もできるだけ小さくなるように、解析による推定式 (1.4-1) 式の $(F_c/300)^3$ を $(F_c/300)^m$; $m=430/F_c+3/7$ に修正することとした。

図 1.5-2 は、(1.4-1) 式の F_c に関する項を先に述べた係数に修正した式を用いたときの推定 θ_u 値と実験値 R_u を比較したものである。同図では、 F_c に関してのデータの著しい偏りはなくなったものの、推定値が実験値を過大評価するケースが増加している。図 1.5-3 は、図 1.5-2 に示したものと同一データを σ_{try} の大ききで分類表示したものであるが、推定値が実験値を過大評価するケースは、横拘束筋の降伏強度が大きい場合に多くみられる。この理由として、既往の報告[1-13]にもあるように試験体の曲げ終局域での横拘束筋の降伏状況が考えられる。すなわち、 σ_{try} が比較的低い横拘束筋を用いた試験体では曲げ終局域において横拘束筋が降伏するのに対し、 σ_{try} が高い場合には降伏していないことが考えられる。それ故、 σ_{try} が高くなる程その効果を低減させる目的

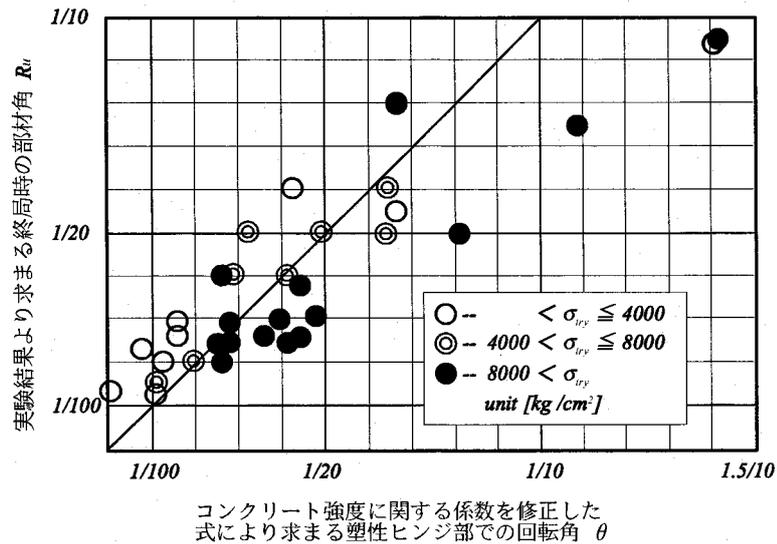


図1.5-3 実験値と コンクリート強度に関する係数を修正した式により求まる塑性ヒンジ部での回転角の比較 (補強筋強度によるばらつきをみたもの)

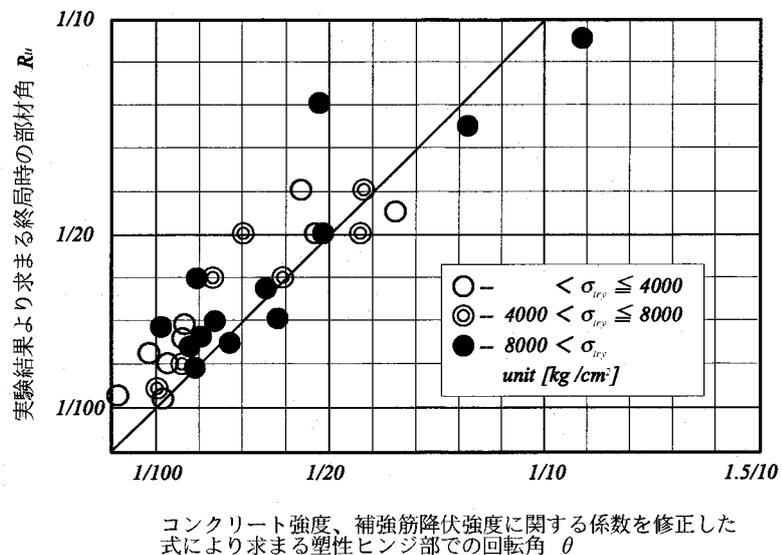


図1.5-4 実験値と コンクリート強度、補強筋降伏強度に関する係数を修正した式により求まる塑性ヒンジ部での回転角の比較 (補強筋強度によるばらつきをみたもの)

で (1.4-1) 式の σ_{ty} に関する係数を $(3500/\sigma_{ty})^{2/3}$ のように修正することにした。

図 1.5-4 は、(1.4-1) 式におけるコンクリート強度および横拘束筋の降伏強度の影響に関する係数を修正した (1.5-1) 式から求めた θ_u と R_u 実験値との関係を示したものである。同図に示された結果に対して、横拘束筋のサブタイ本数、ピッチおよびコア面積比などの影響を、前述のコンクリート強度等の場合と同様、データを各要因の大きさによって分類表示することから調べたが、それら要因の分類化による特に著しいデータの偏りはみられなかった。したがってこれらの要因の影響を表す係数の修正は行わず、(1.5-1) 式を必要横拘束補強筋量 (p_s 値) の算定式として提案する。

$$p_s = (a \cdot \eta + b) \cdot \left(\frac{F_c}{300}\right)^m \cdot \left(\frac{3500}{\sigma_{ty}}\right) \cdot \left(\frac{3}{5} + \frac{4}{5 \cdot n_s}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3A_g}{2A_c} - \frac{1}{3}\right) \cdot \left(\frac{1}{3} \cdot \left(\frac{5S}{4D}\right) + \frac{7}{8}\right) \quad [\%] \quad \dots (1.5-1)$$

$$a = \frac{200 \cdot \theta_u}{9} + \frac{8}{9}, \quad b = 10\theta_u - \frac{5}{12}, \quad m = \frac{430}{F_c} + \frac{3}{7}$$

η : 軸力比、
 σ_{ty} : 横拘束筋の降伏強度 (kg/cm²)、
 n_s : サブタイ本数、
 F_c : コンクリートの圧縮強度 (kg/cm²)、
 A_c/A_g : コア面積比
 S/D : 横拘束筋のピッチ/柱の一辺長さ

1.6 提案算定式の検証

図 1.6-1 は、提案算定式 (1.5-1) 式の誘導の際に用いたものとは異なる既往の実験データ²⁰⁻²³⁾ によって、同式の適用性を調べた結果である。同図によれば、提案算定式に実験試験体の諸要因値を代入して求まる θ_u の推定値は、 R_u 実験値をほぼ安全側に評価することがわかる。なお同図での結果は、図 1-5-3 の結果に比べ若干より安全側に推定されている傾向があるが、この原因の1つとして、図 1.6-1 で用いた試験体のシアスパン比が 2.5 以上で、図 1.5-4 の場合のそれよりも大きいことが考えられる。

図 1.6-2 は、既往の研究のなかで実験者によってせん断破壊と報告されている試験体⁷⁻¹⁹⁾ に対し、提案算定式を適用して算定した θ_u の推定値と R_u 実験値を比較したものである。同図によれば、 R_u が θ_u を下回

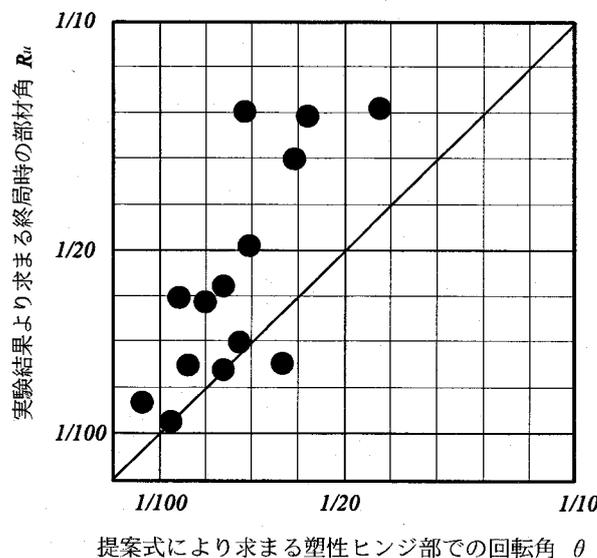


図1.6-1 実験値と提案式により求まる塑性ヒンジ部での回転角の比較

っているデータが多く、せん断破壊する場合には、提案算定式で算定される横拘束筋を有していても所要の終局部材角は得られないことが推測される。

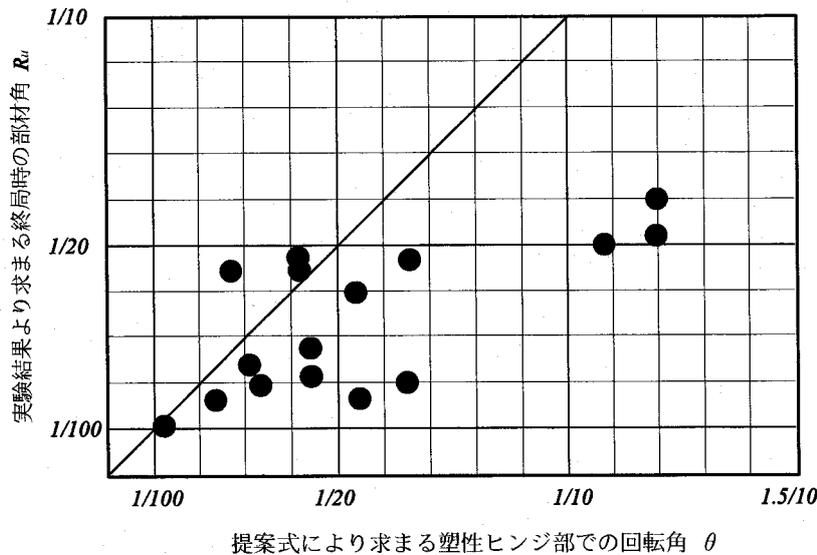


図1.6-2 実験値と提案式により求まる塑性ヒンジ部での回転角の比較 (せん断破壊した試験体に対する検討)

1.7 横拘束補強筋量算定の為の簡易図表

図 1.7-1 は、提案算定式を各主要因の影響が把握できるように分割表示したもので、同図のグラフを番号の順にたどることによって各要因の影響が分かると同時に、graph7 から必要横拘束筋比 (p_s) が求められるものである。図 1.7-1 の利用例を示す。

Case1: 横補強拘束筋の形状を田型 ($n_s=1$) から罫型 ($n_s=4$) に変更する場合

$F_c=300$ で柱の (η, m_u) (柱の設計条件 (M_u, N) は、無次元化して graph1 の $m_u-\eta$ 平面にプロットされている) が (η, m_u) = (0.3, 0.2) である場合 (同図中の graph1 の※印) を考える。 $\theta_u, A_c/A_g, S/D$ はそれぞれ 1/50, 0.9 および 0.15 とすると、この柱に対して必要な横補強筋比 p_s は、同図中の太い実線 (—) で示すように、graph2~4 を経て、graph5 で横補強筋の形状を田型 ($n_s=1$)、graph6 で $\sigma_{ty}=3500$ とし、graph7 の $F_c=300$ を表すラインとの交点で折れ曲がると $p_s=0.3\%$ を得る。

ここで、横補強筋形状の影響を見るため 罫型 ($n_s=4$) とすると、graph5 で太い実線と分岐する細い実線 (—) のように p_s は最小補強筋量 (0.2%) でよいことになる。

Case2: コンクリート強度を 300kg/cm² から 600kg/cm² に変更する場合 (軸力一定の場合)

$F_c=300$ で (η, m_u) = (0.5, 0.24) のケース (graph1 の★点) において F_c を 300 から 600 に増加させた場合を考える。 $F_c=300$ では横補強筋形状を罫型 ($n_s=2$) とすると所要 p_s は同図中の細い点線 (.....) で示されるパスを経て 0.55% になるが、 $F_c=600$ に強度を増加すると η と m_u がそれぞれ $F_c=300$ のときの 1/2 倍となるため、graph1 でのプロット点は△印へ移動し、従ってそのときに必要となる p_s は太い点線 (.....) で示されるように 0.3% まで低下する。

Case3-1: コンクリート強度を 420kg/cm² から 600kg/cm² に変更する場合 (η が変わらない場合)

$F_c=420$ で $(\eta, m_u) = (0.6, 0.22)$ (graph1 の◎点) の初期設計条件に対し、軸力が予想以上に大きくなったため、 η を変化させないように F_c のみを 420 から 600 に増加させる場合 (graph1 の◇点) を考える。この場合、 η が同じなので図 4.3-19 中でのパスは graph6 までは同じであるが、graph7 における F_c の相違によって $F_c=600$ の場合の p_s は 1.6% と $F_c=420$ の場合の 1.15% より大きくなる。

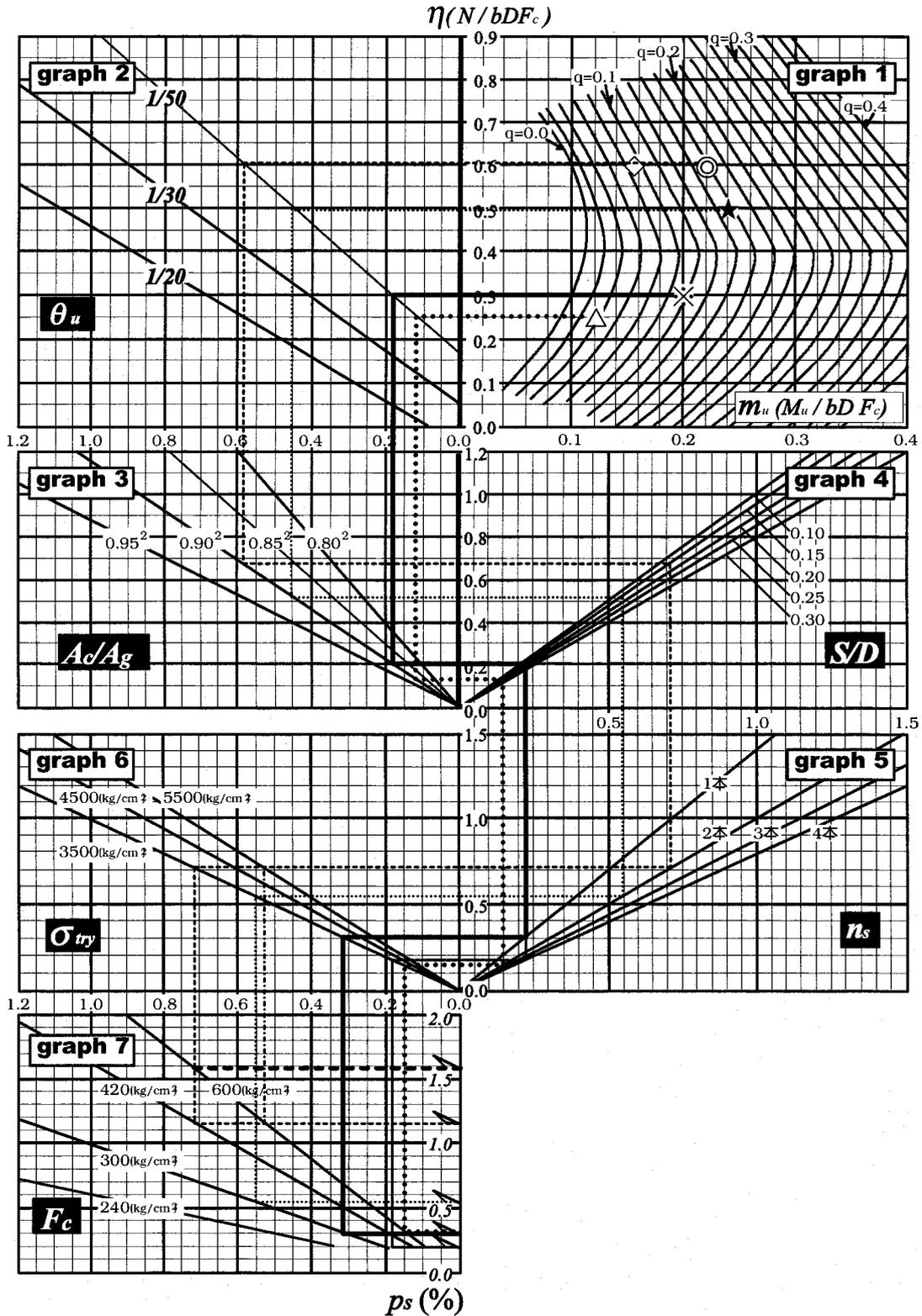


図1.7-1 提案式のグラフ化

Case3-2：コンクリート強度を 420kg/cm^2 から 600kg/cm^2 に変更する場合 (η が変わらない場合) で、更に横補強筋強度を上げて補強筋量の増加を抑える場合

Case3-1 での p_s の増加を横補強筋の高強度化によってカバーしようとする、細い一点鎖線と太い一点鎖線で示されるように graph6 で σ_{try} を 3500 から 5500 にする必要があることが分かる。

1.8 既存の指針等で提案されている拘束筋量との比較

本節では、各種コード及び指針等において推奨する横拘束補強筋量と、提案算定式から求まる量を比較する。図 1.8-1 に比較結果を示す。同図(a)は柱 1 辺が 60cm の場合について、(b)は 100cm の場合についての比較である。比較の対象は、(1)『New Rc プロジェクト』¹⁻²⁴⁾、(2)『NZS Code』¹⁻²⁵⁾、(3)『建築耐震設計における保有水平耐力と変形性能』¹⁻²⁶⁾、(4)『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』¹⁻²⁷⁾ の 4 つの指針等とした。以下にその概要を示す(詳細については [付録 1-1-4] 参照)。

(1) New Rc プロジェクト

NewRC 試験体を含むデータベースの試験体のうち曲げ破壊したと思われる試験体について、 $P-\delta$ 効果を除去した荷重-関係の包絡線上で、荷重が最大荷重の 95% となった時の部材角を限界部材角として検討を行い、横補強筋を与える算定式として 3.6.1 式(下枠中の式)が提案されている。3.6.1 式は限界部材角の下限值を与えており、同式を用いれば曲げ圧縮破壊する試験体の変形性能の下限值を評価できるとしている。

(2) NZS Code

断面解析結果に基づいて、コンクリートを拘束することにより主筋の座屈を防止することを主目的として、横拘束筋量の算定式が導びかれている。本規定で定められる補強を施せば、断面塑性率で 20 程度の靱性が得られるとされている。

(3) 建築耐震設計における保有水平耐力と変形性能 (1990)

一辺長さが 100cm 以下の柱の塑性ヒンジ領域において 1/50 以上の回転角が確保されることを目標とする横補強方法が推奨されている。同補強方法は、曲げ PC 梁断面の曲げ解析による検討を主体として、これに新 RC 耐震設計指針(案)を参考に導かれている。

横補強筋量に及ぼす軸力比、コンクリート強度および、横補強筋降伏強度の影響、梁幅方向も含めたサブタイの詳細などが考慮され、さらに、靱性をさほど必要としない建物に対する緩和規定も設けられている。なお解析では、部材断面の終局限界点として、横補強筋の破断時点である L_{sp} 点を、また塑性ヒンジ長さ (l_{eq}) としては $0.75D$ (D は断面せい) が用いられている。

(4) 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

軸力の大きさにより、ヒンジ領域と特別ヒンジ領域に分けて横補強方法が示されている。ヒンジ領域(軸力比が 1/3 以下のヒンジ部)では、用いる補強筋径別に横補強筋の間隔が定められる形式になっており、特別ヒンジ領域(軸力比が 1/3 以上のヒンジ部)では、ヒンジ領域での条項に加えて、全ての主筋(ただし断面内で 20cm 以内の間隔で横補強筋で拘束された主筋の間にある主筋は除く)を閉鎖型補強筋の四隅または 135 度以上の折り曲げフックで拘束することが要求されている。

上記の指針等で推奨される横拘束補強筋量 (p_s) と (1.5-1) 式で求まる値を、軸力比 (η) を横軸にとり調べる。

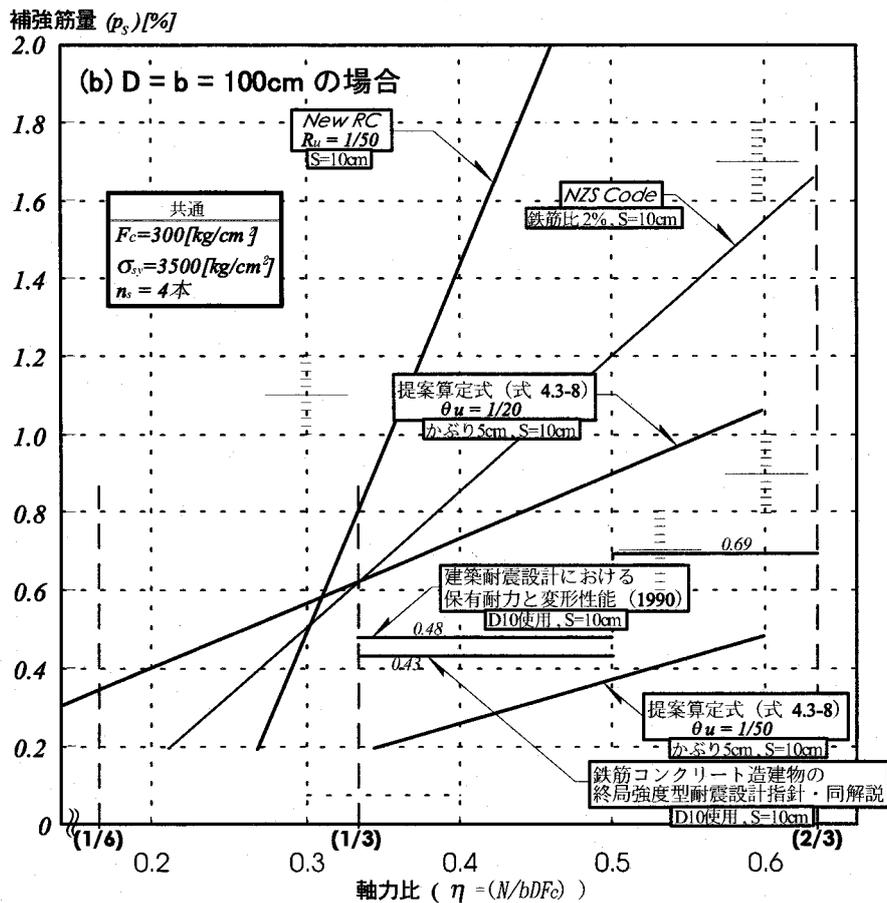
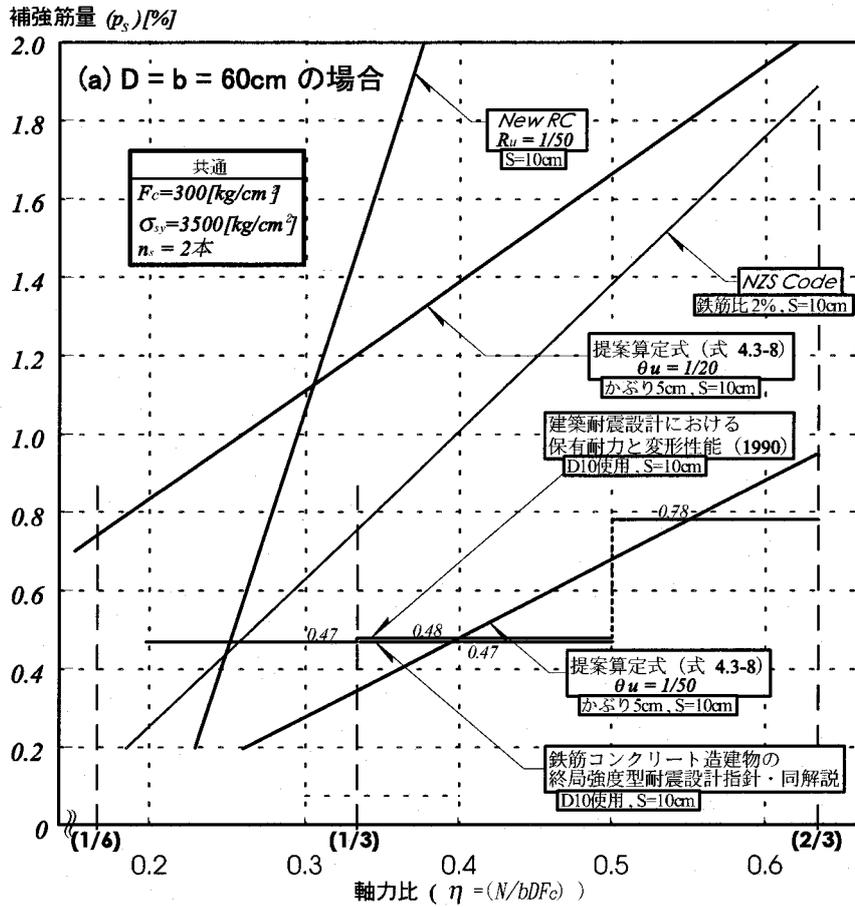


図1.8-1 各種基規準、及び提案する横拘束補強筋量の比較 ($D=b=100\text{cm}$)

同図より、提案算定式 ($\theta_u=1/50$) による値は、各種コード及び指針等の推奨する補強筋量の下限值に近い値であることが分かる。逆の見方をすれば、いずれのコード、指針等であっても、それらで推奨されている補強を行えば部材角 $R=1/50$ 程度の変形能が確保できると考えられる。また、図中の各グラフの傾き程度の比較より、軸力比の影響については本提案式と NZS コードはほぼ同程度の評価であることが分かる。これに対し、NewRC プロジェクトでは軸力の増加に対する補強筋量の増大が著しい。これは、同プロジェクトの提案が柱に対して目標としている性能が、「設定する変形能に対し最大耐力の 95%以上の耐力を確保する事」と、本提案式を検証した条件である「最大耐力の 80%以上」よりも厳しい値であることと、横拘束によるコンクリート靱性向上の評価を耐力のみで行なっているためと考えられる¹。

1.9 結論

鉄筋コンクリート柱のコンファインドコンクリートによる曲げ靱性設計に必要な横拘束補強筋量算定式を、解析的および実験的アプローチから検討した。得られた主な結果を以下に示す。

- 1) 必要横拘束筋比 (p_s) に及ぼす諸要因、すなわち、塑性ヒンジでの所要回転角、軸力比および柱を構成するコンクリート強度などの材料的要因、コア面積比等の影響に対する解析的考察、ならびに既往の実験データによる検討から、横拘束補強筋量算定式 (1.5-1) 式を誘導・提案した (図 1.3-2~1.3-4)。
- 2) 実験値を用いて提案式に対する検証をおこない、曲げ破壊が先行する試験体に対し、同式で推定される塑性ヒンジの終局回転角 (θ_u) は、終局部材角実験値 (R_u) をほぼ安全側に評価することを確認した (図 1.6-1)。また、せん断破壊が先行する柱での部材変形角は同式から推定される θ_u より小さくなる傾向がみられた (図 1.6-2)。
- 3) 提案式の図化を行い、必要横拘束補強筋量に対する各種要因の影響程度の可視化をおこなった (図 1.7-1)。
- 4) 提案式による補強筋量と各種コード、指針等で推奨される量との比較を行った (図 1.8-1、図 1.8-2)。提案算定式 ($\theta_u=1/50$) による値は、各種コード及び指針等の推奨する拘束筋量の下限值に近い値であった。また、補強筋量に対する軸力比の影響の評価については、本提案式と NZS コードはほぼ同程度であった。

[参考文献]

- 1-1) 鈴木計夫、中塚侑、蔡健：コンファインドコンクリートを利用する高靱性 PRC 曲げ部材の基礎力学性状、プレストレストコンクリート、第 28 巻 第 6 号 pp.18-33、1986.10-12
- 1-2) 中塚侑、阪井由尚、中川裕史：コンファインドコンクリートの強度・変形特性推定式、日本建築学会構造系論文報告集、Vol505、pp.93-99、1998.3
- 1-3) 吉岡研三、岡田恒男、武田寿一：鉄筋コンクリート柱の変形性能向上に関する研究 第 2 報破壊機構ならびに補強筋ひずみ分布について、日本建築学会論文報告集、282 号 pp.37-46、1979.8
- 1-4) 鈴木計夫、中塚侑、阿波野昌幸：コンクリートはり部材断面の曲げ終局限界点に関する研究、日本建築学会論文報告集、第 383 号、pp.49-57、1988.1
- 1-5) 鈴木計夫、中塚侑、岸本一蔵：RC 柱部材の曲げ靱性確保のための横補強筋量に関する解析的考察、日本建築学会大会報告集、pp.961-962、1989.10
- 1-6) B.D.Scott, R.Park, M.J.N. Priestley, ACI Journal, 79, (1982)
- 1-7) 白都滋、本田義博、山本俊彦、大滝健：高強度鉄筋コンクリート柱に関する実験的研究 (その 3 曲げせん断実験)、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.743-744、1989.10
- 1-8) 柿田芳久、六車照、渡辺史夫、小室努：高強度コンクリートの鉄筋コンクリート靱性柱への適用に関する研究 (その 1 実験概要と結果)、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.735-736、1989.10

¹ 横拘束を受けるコンクリートによる靱性向上には、圧縮強度の上昇、圧縮強度時ひずみの増大、ひずみ軟化域での勾配の緩化の 3 つが影響する。このうち、部材変形能の向上には、ひずみ軟化域での勾配緩化の影響が最も大きく、圧縮強度の上昇の影響が最も小さい。

- 1-9) 大森信次、高橋敏夫、石井考二、渡辺茂雄：帯筋補強に標準角フープとスパイラルフープを併用した RC 柱の多数回繰り返し実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.1341-1342、1974.10
- 1-10) 吉原貞一、末富健治、沢田研自、木崎朗：溶接フープとサブタイを用いた RC 短柱の多数回繰り返し実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.1249-1250、1979.10
- 1-11) 深田泰夫：鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究（その 35 AR-2 シリーズ主筋と帯筋の配列方法を変化させた RC 短柱の多数回繰り返し実験）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.1413-1414、1976.10
- 1-12) 吉岡研三、岡田恒男、武田寿一：鉄筋コンクリート柱の変形性能向上に関する研究 第 1 報 主筋配置・せん断補強筋形状の影響、日本建築学会論文報告集、279 号 pp.53-63、1979.5
- 1-13) 木村秀樹、山口育雄、菅野俊介、東端泰夫、長嶋俊雄、原誠：超高層鉄筋コンクリート造建物の柱および架構に関する実験的研究（その 2）柱の曲げせん断実験結果、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.147-148、1985.10
- 1-14) 田村彰男、菅野俊介、長嶋俊雄、木村秀樹、原誠、沢村牧人：超高層鉄筋コンクリート造建物の柱および架構に関する実験的研究（その 5）高軸圧縮力を受ける溶接金網柱の曲げせん断実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.151-152、1986.8
- 1-15) 長嶋俊雄、菅野俊介、田村彰男、木村秀樹：超高強度コンクリート及び超高強度横補強筋を用いた RC 部材の実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.481-482、1987.10
- 1-16) 中田浩之、六車熙、渡辺史夫、松谷輝雄、石田潤一郎、横山浩明、神沢宏明、安藤邦彦：超高層鉄筋コンクリート造建物の柱および架構に関する実験的研究（その 2）柱の曲げせん断実験結果、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.382-383、1987.10
- 1-17) 六車熙、俣野善治、日下部一一、角彰、瀬川輝夫、加藤裕造、久徳敏治：高強度せん断補強筋により横拘束された RC 柱に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 383-384、1986.8
- 1-18) 鈴木計夫、中塚信、中田浩之、山中昌一：高強度コンクリート・高強度横補強筋を用いた RC 柱部材の荷重-変形特性、コンクリート工学年次論文報告集、11-2、pp.455-460、1989
- 1-19) 境有紀、日比純一、小谷俊介、青山博之：高強度コンクリートを用いた RC 柱の曲げ変形性能に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集、12-2、pp.445-450、1990
- 1-20) 福島出、藤村孝陽、周振毅、田中仁史、渡辺史夫、六車熙：横拘束された高強度コンクリートの応力度-歪度曲線のモデル化に関する研究（その 2 RC 部材断面の曲げ解析結果及びその考察）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.633-634、1990.10
- 1-21) T.M. Soesianawti and R.Park、PACIFIC CONCRETE CONFERENCE、 65(1988)
- 1-22) M.T.Soesianawati、 R.Park、 and M.J.N.Priestley、 Pacific Conference on Earthquake Engineering、 201(1987)
- 1-23) M.T.Soesianawati and R.Park、 PACIFIC CONCRETE CONFERENCE、 65(1988)
- 1-24) (財) 国土開発技術研究センター：平成 4 年度構造性能分科会報告書、1993.3
- 1-25) NZS 3101 CONCRETE STRUCTURES STANDARD、 1995
- 1-26) 日本建築学会：建築耐震設計における保有水平耐力と変形性能（1990）、1990
- 1-27) 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、1989

第2章 コンファインド補強された RC 柱部材の終局曲げ耐力

2.1 序論

鉄筋コンクリート（以下 RC と略記）柱では横拘束補強筋が通常用いられるが、同補強筋は柱部材の圧縮部コンクリートを横拘束（コンファインド）コンクリートとして、その強度と変形能力を著しく改善する効果を有するため、終局曲げ耐力には横拘束補強筋の影響が考えられる。しかし、この影響は国内外のいずれの現行の設計コード等においても直接的には考慮されていない。また、主筋は柱断面内の四周に配筋されるのが一般的であるが、曲げモーメントに対する断面主軸に直交する方向の主筋、いわゆる中間主筋の影響を正確に評価する終局曲げ耐力算定式はない。

本章では、柱断面の圧縮部コンクリートに対する横拘束補強筋の効果（コンファインド効果）、ならびに中立軸位置の移動によって生ずる圧縮と引張主筋量の変化および圧縮部コンクリート断面積の変化、などを考慮する精度のよい終局曲げ耐力算定式の誘導を試みたものである。さらに、逐次曲げ解析結果、日本建築センター「構造計算指針・同解説」^{2.1)}における算定式（以下センター式と略記）、および本提案式などに基づく終局曲げ耐力-軸力相関曲線を比較・検討する。なお、以下の文中では断りが無い限り“横拘束筋”は横拘束補強筋の事を意味する。

2.2 終局曲げ耐力算定式

2.2.1 算定式誘導のための仮定

対象とする柱断面は、主筋が断面内の四周に配筋された $b \times D$ の図 2.2-1 に示すような角形断面で、厚さ c のプレーンコンクリートのかぶり部分および横拘束筋で囲まれた外径が D_c のコンファインドコンクリートのコア部分とで構成されている。同柱断面の終局曲げ耐力 (M_u) 算定式の誘導にあたって、次の 5 種の仮定を導入する。なお、導入の理由等については後述する。

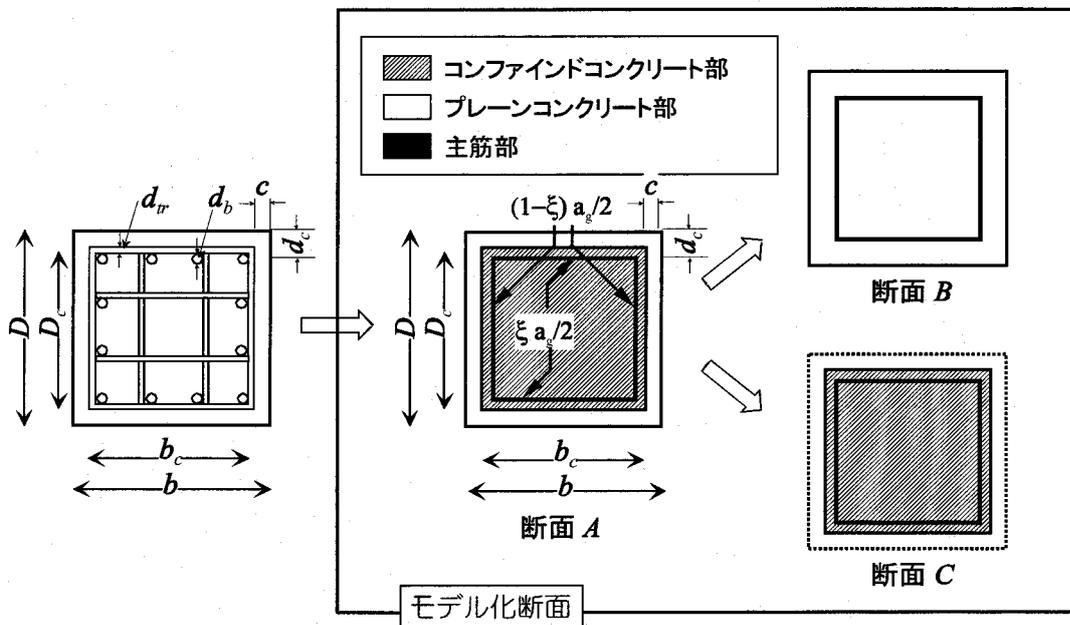


図2.2-1 解析対象断面とそのモデル化

(1) 柱主筋は図 2.2-1 の断面 A に示すように、曲げモーメントに対する断面主軸である X 方向に $\xi \cdot a_g$ ($\xi: 0 \leq \xi \leq 1, a_g$: 主筋全断面積) が、それと直交する Y 方向に $(1-\xi) a_g$ が連続的に配筋されている。

(2) 圧縮応力を受けるコンファインドコンクリートの応力度-ひずみ度 (以下 S-S と略記する) 関係は、中塚等が提案²⁻²⁾する、最大応力度までの応力上昇域を n 次式で、応力下降域を直線で表す図 2.2-2 に示すものとする [付録 1-1-1]。

(3) 柱断面の各主筋は M_u 時に引張側または圧縮側のいずれかに降伏しているとする。

(4) 柱断面 (図 2.2-1 中の A 断面) の M_u は、全断面がプレーンコンクリートである B 断面、あるいはコンファインドコンクリートのコア部分のみの C 断面の M_u のいずれか大きい方で与えられる。

(5) B 断面と C 断面の M_u の算定には、 $k_1 k_3$ が最大値となる時のストレスブロック係数值を用いる。なお、圧縮ストレスブロック係数 $k_1 k_3$ および k_2 とは、図 2.2-3 に模式的に示すように、コンクリートのひずみ度が ϵ_c のときにひずみ軸と S-S 曲線とで囲まれる部分に対し、等しい矩形面積を与える平均応力ならびに同部分の重心位置についての係数である。

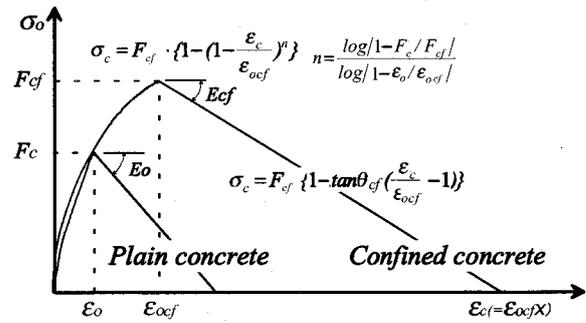


図2.2-2 コンクリートの応力度-ひずみ度関係

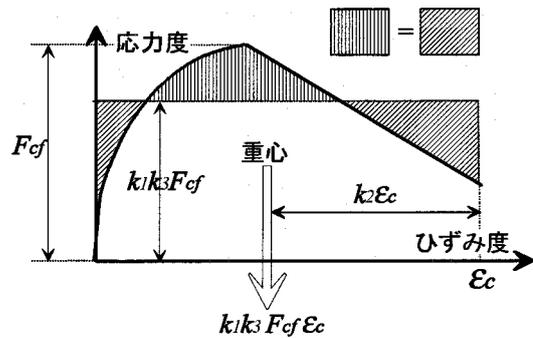


図2.2-3 ストレスブロック係数 $k_1 k_3, k_2$ の概念図

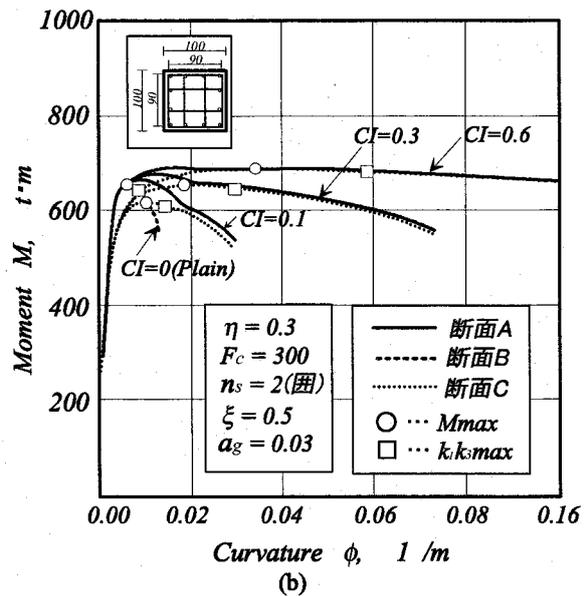
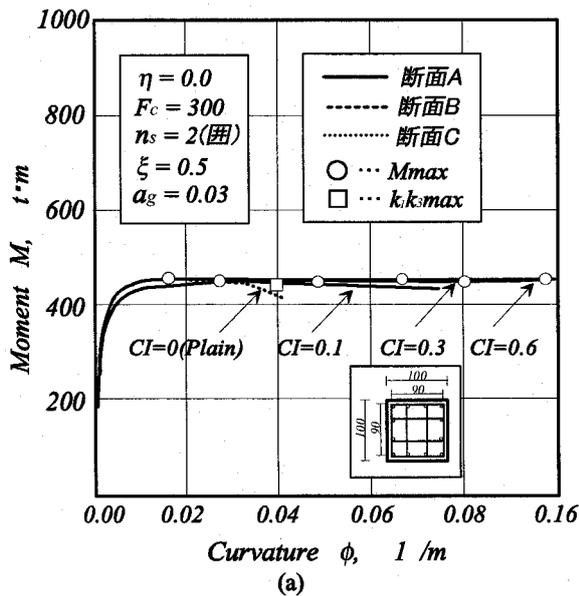
次に、仮定 (4) および (5) の設定理由について述べる。

まず、図 2.2-4 は、図 2.2-1 に示す A、B、C の 3 種の柱断面の曲げ解析によるモーメント-曲率 ($M-\phi$) 関係を例示したものである。同図中の実線は、A 断面 (プレーンコンクリートのかぶり部分とコンファインドコンクリートのコア部分とからなる一辺が D の角形柱断面) の $M-\phi$ 関係を、また、点線(—) および細かい点線(---) はそれぞれ B 断面 (プレーンコンクリートのみで構成される一辺が D の角形柱断面) ならびに C 断面 (かぶり部分のないコンファインドコンクリートのみからなる一辺が D_c の角形柱断面) の $M-\phi$ 関係を示している。

なお、ここでの曲げ解析とは、第一部・第 1 章で用いた解析と同じ手法のものであり、ひずみ適合条件と力の釣合条件を満足する曲げモーメントを、漸増する圧縮縁ひずみ度に対して逐次求めていく断面曲げ解析のことである [付録 1-1-2]。

図 2.2-4 の (a), (b), (c) は、軸力比 ($\eta = N/(bDF_c)$), N : 軸力) がそれぞれ 0, 0.3 および 0.6 のケースを、横拘束筋量の指標である CI^* をパラメータにとって示したものである。なお、図 2.2-4 の $M-\phi$ 関

* CI とは、一様な拘束力をコンクリートに与える拘束筋の形状が円形の場合での、プレーンコンクリートからの増加強度比 ($(F_{cf} F_c) / F_c$) を示し、同時に圧縮強度以外の特性値もそれを用いて表示できる、付録 1-2-1 の式に示されるような指標である。角形横拘束筋の場合は、コンクリートに対し分布のある拘束力となって拘束効果が低下するので、その低下と関連する低減係数 $\alpha \beta_i$ が CI に乗じられた各特性値の表示式となる。従って、 CI が同じ ($F_c S/D$ が同じならば補強筋量 $p_s \sigma_{sy}$ が同じ) ケースでもサブタイの本数 (n_s) によって、コンファインドコンクリートの S-S 関係は異なり、 n_s が増加すると円形 ($\alpha \beta_i = 1.0$) の場合の S-S 関係に近づく。



係上には、最大耐力点 (○印) と係数 k_1k_3 が最大値をとる時点 (□印) とを表記しているが、同図から読み取れる次の [1] および [2] のことを参考に設定 (4)、(5) を設定した。

- [1] かぶり部分とコア部分とで構成されるA断面の最大耐力は、CI が小さい場合にはプレーンコンクリートのみによるB断面の耐力に近い値となる。また、CI が大きい場合にはコンファインドコンクリートのみによるC断面の耐力に近い値を示す。

- [2] 図 2.2-4 中の断面BおよびCについてのいずれの各 $M-\phi$ 関係においても、 k_1k_3 の値が最大となる□印で示される時点での曲げモーメントは、それぞれの各 $M-\phi$ 関係での○印で表される最大耐力に近い値となっている。

ここで、仮定 (5) から M_u の算定に必要な k_1k_3 が最大値を示すときの k_1k_3 および k_2 の値について述べる。

図 2.2-5 は、コンクリートの $S-S$ 関係が仮定 (2) で与えられる場合での、 k_1k_3 最大時における k_1k_3 と k_2 の値におよぼすコンクリート強度 F_c 、横補強の程度 (CI ならびにサブタイ本数 n_s) の影響を調べた例である。同図に例示されるように k_1k_3 、 k_2 の値は、コンクリート強度の減少、CI および n_s の増加に従って大きくなる傾向を示すので、それらの影響を整理してそれぞれの推定式 (2.2-1) 式および (2.2-2) 式を得た。なお、CI が小さい場合や高強度コンクリートの場合には、 $S-S$ 関係の応力上昇域の係数 n が 2 以下となるケースも生じるが、このようなケースでの k_1k_3 、 k_2 はプレーンコンクリートと同じ $N=2$ のときの (2.2-1(b))、(2.2-2(b)) 式で与える。

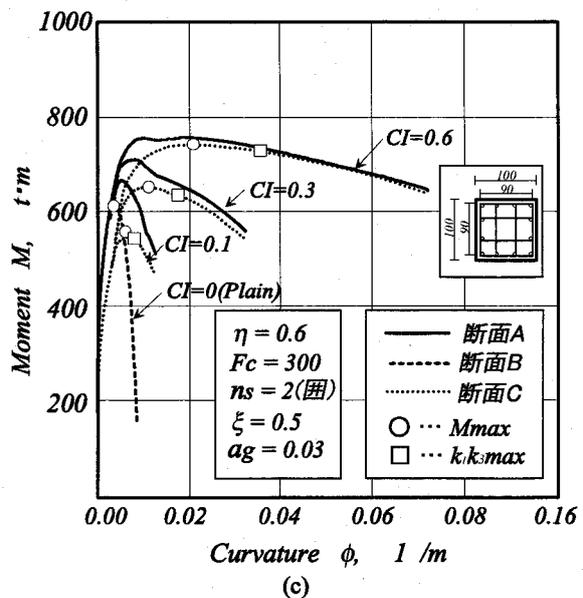


図2.2-4 モーメント—曲率関係の解析例

$$k_1 k_3 = 0.934 - (0.043 - 0.013\sqrt{CI}) \cdot \frac{F_c}{100} - \frac{0.006}{CI} + 0.033\sqrt{ns} \quad \dots\dots (2.2-1(a))$$

$$k_1 k_3 = 0.797 + 0.066\sqrt{CI} - 0.014 \frac{F_c}{100} \quad \dots\dots (2.2-1(b))$$

$$k_2 = 0.485 - (0.013 - 0.0053\sqrt{CI}) \cdot \frac{F_c}{100} - \frac{0.0013}{CI} + 0.0087\sqrt{ns} \quad \dots\dots (2.2-2(a))$$

$$k_2 = 0.456 + 0.031\sqrt{CI} - 0.007 \frac{F_c}{100} \quad \dots\dots (2.2-2(b))$$

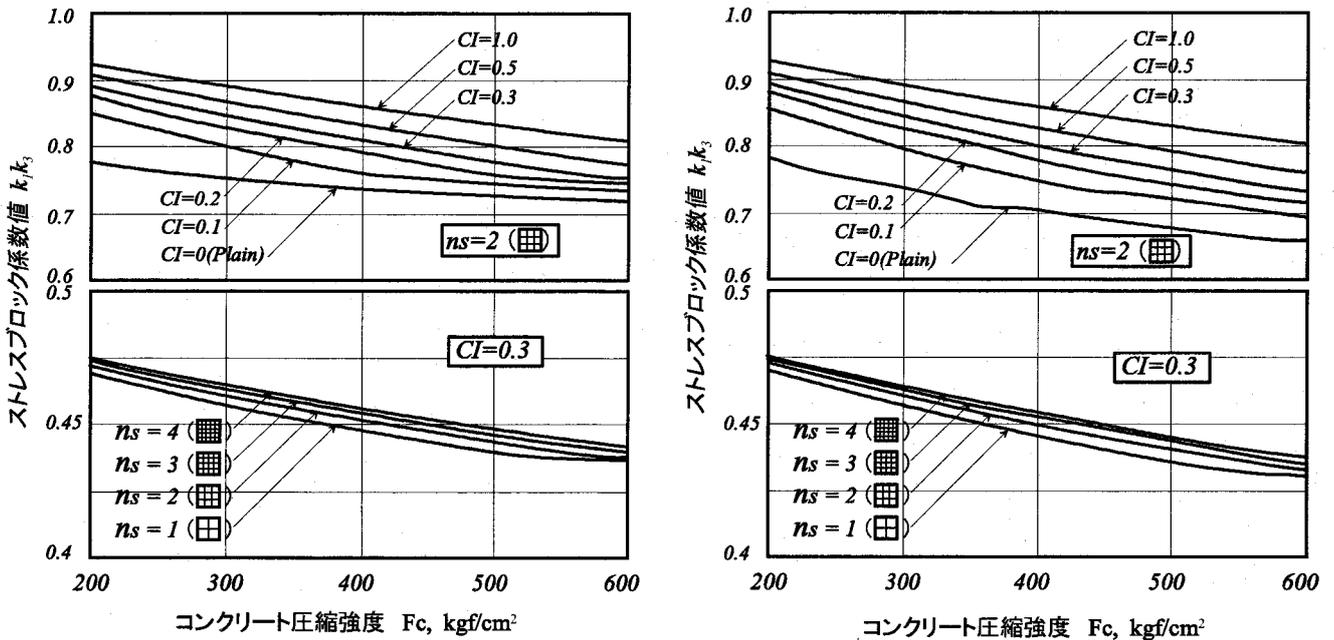


図2.2-5 k_1, k_3 の値が最大となるときの k_1, k_3 と k_2 の値

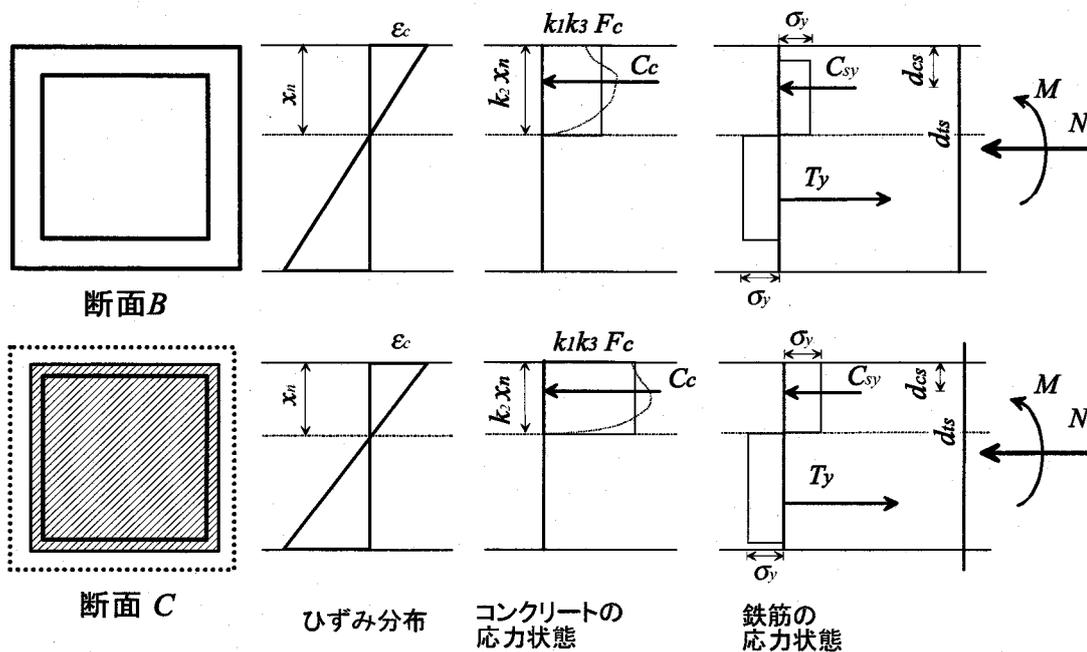


図2.2-6 モデル化断面の終局曲げ耐力時における断面内のひずみ分布と応力状態

2.2.2 算定式誘導

M_u の算定にあたっては、前述したように、全ての主筋の圧縮側あるいは引張側への降伏、および k_1, k_3 が最大時でのストレスブロック係数値が仮定されるので、B および C 断面における断面力の状況は図 2.2-6 のようになる。

まず、プレーンコンクリートのみからなる B 断面について考えると、引張鉄筋合力 (T_y)、圧縮鉄筋合力 (C_y) ならびに圧縮コンクリート合力 (C_c) はそれぞれ (2.2-3)、(2.2-4) および (2.2-5) 式で与えられる (記号については図 2.2-1 参照)。また、中立軸比 x_{n1} は軸方向の力の釣合式 (2.2-6) を x_{n1} について解くことによって (2.2-7) 式で与えられる。したがって、B 断面の終局曲げ耐力 M_B は、曲げモーメントの釣合条件から (2.2-8) 式のように得られる。

次に、厚み c のかぶりコンクリートがなくコンファインドコンクリートのみからなる C 断面の場合、その終局曲げ耐力 M_c は、(2.2-3) ~ (2.2-8) 式で D 、 b を D_c 、 b_c に、 d_c を $(d_{tr} + d_b / 2)$ に、および F_c を F_{cf} に置き換えることによって得られる。なお、(2.2-8) 式の適用範囲は、係数 k_1, k_3 の定義から中立軸位置が柱断面のコア内にある場合である。中立軸位置が断面のコア部分の外にでる範囲での M_u は、図 2.2-7 に模式的に示すように、柱の一軸圧縮強度点 (N_{uc} 点) と中立軸がコアの引張縁に一致する点 (M_{to} 、 N_{to}) とを結ぶ直線、および一軸引張強度点 (N_{ut} 点) と中立軸がコアの圧縮縁に一致する点 (M_{co} 、 N_{co}) とを結ぶ直線で近似し、(2.2-9)、(2.2-10) 式で推定することにする。

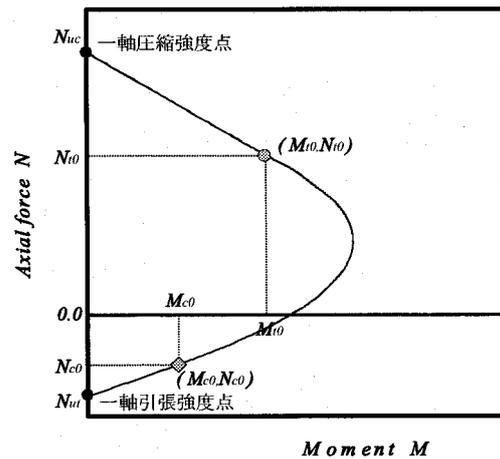


図2.2-7 柱のモーメント-軸力相関関係の模式図

$$T_y = \left\{ 1 - \frac{x_{n1} - d_{cl}}{1 - 2d_{cl}} + \left(\frac{x_{n1} - d_{cl}}{1 - 2d_{cl}} - 0.5 \right) \cdot \xi \right\} a_g \cdot \sigma_y \quad \dots\dots\dots (2.2-3)$$

$$C_{sy} = \left\{ \frac{x_{n1} - d_{cl}}{1 - 2d_{cl}} + \left(\frac{x_{n1} - d_{cl}}{1 - 2d_{cl}} - 0.5 \right) \cdot \xi \right\} a_g \cdot \sigma_y \quad \dots\dots\dots (2.2-4)$$

$$C_a = k_1 k_3 \cdot F_c \cdot b \cdot D \quad \dots\dots\dots (2.2-5)$$

ここで、 $\left\{ x_{n1} = \frac{x_n}{D}; \text{ (中立軸比)}, d_{cl} = \frac{d_c}{D} \right\}$

$$C_c + C_{sy} = T_y + N \quad \dots\dots\dots (2.2-6)$$

$$x_{n1} = \frac{N + S_a}{C_a + 2 \cdot S_a} \quad \dots\dots\dots (2.2-7)$$

$$S_a = \frac{(1 - \xi) \cdot a_g \cdot \sigma_y}{1 - 2 \cdot d_{cl}}$$

$$C_c = k_1 k_3 \cdot F_c \cdot b \cdot D \cdot x_{n1}$$

$$M_u = T_y(d_{ts} - k_2 \cdot x_n) - c_{sy}(d_{cs} - k_2 x_n) + N\left(\frac{D}{2} - k_2 x_n\right) \quad \dots\dots\dots (2.2-8)$$

$$d_{cs} = \left\{ \frac{x_{n1}^2 - d_{c1}^2 - (x_{n1}^2 - d_{c1} + d_{c1}^2) \cdot \xi}{2(x_{n1} - d_{c1}) + (1 - 2 \cdot x_{n1}) \cdot \xi} \right\} \cdot D$$

$$d_{ts} = \left\{ \frac{x_{n1}^2 - (1 - d_{c1})^2 - (x_{n1}^2 - d_{c1} + d_{c1}^2) \cdot \xi}{2(x_{n1} + d_{c1} - 1) + (1 - 2 \cdot x_{n1}) \cdot \xi} \right\} \cdot D$$

($N_{co} \leq N \leq N_{to}$)

$$M_u = M_{co} \frac{N - N_{ut}}{N_{co} - N} \quad (N < N_{co}) \quad \dots\dots\dots (2.2-9)$$

$$M_u = M_{to} \frac{N_{uc} - N}{N_{uc} - N_{to}} \quad (N > N_{to}) \quad \dots\dots\dots (2.2-10)$$

ここで

$$N_{co} = C_a \cdot d_{c1} - (1 - 2 \cdot d_{c1}) \cdot S_a$$

$$N_{uc} = \text{Max} (N_{ucc}, N_{usc}) \quad (\epsilon_0 < \epsilon_y)$$

$$N_{to} = (1 - d_{c1}) \cdot C_a + (1 - 2d_{c1}) \cdot S_a$$

$$N_{ucc} = a_g \cdot \epsilon_0 \cdot E_s + b \cdot D \cdot \{F_c - \bar{E}_0 (\epsilon_y - \epsilon_0)\}$$

$$N_{ut} = -a_g \cdot \sigma_y$$

$$N_{ucc} = a_g \cdot \epsilon_0 \cdot E_s + b \cdot D \cdot F_c$$

$$N_{uc} = a_g \sigma_y + b \cdot D \cdot F_c \quad (\epsilon_0 \geq \epsilon_y)$$

$M_{to}, M_{co}; N = N_{to}$ および N_{co} における曲げモーメント値 ((2.2-8) 式より算定される)

(2.2-8) 式および (2.2-9) 式から断面 B および断面 C の終局曲げ耐力が算出されるので、仮定 (4) から M_u は (2.2-11) 式に示されるように、 M_B, M_C の大きい方で与えられる。

$$M_u = \text{Max} (M_B, M_C) \quad \dots\dots\dots (2.2-11)$$

2.3 提案式の適合性

2.3.1 精算法およびセンター式との比較

逐次曲げ解析による精算法およびセンター式²⁻¹⁾と本提案式との比較・検討を、それぞれの算定法によって得られる M_u (断面解析による時は最大曲げ強度) - N (軸力) 相関曲線によって行う。

比較の例を図 2.3-1 (a), (b), (c) に示すが、 M_u, N はそれぞれ $bD^2 F_c$ および bDF_c で除して無次元化して表している。また、同図において、細い実線は断面 A (図 2.2-1 参照) の逐次曲げ解析より得た最大曲げ耐力 M_u - N 相関曲線を示す。一点鎖線および破線は、それぞれ断面 B と断面 C の提案算定式による M_B - N と M_C - N 相関曲線を示しているが、算定式が表す M_u - N 相関曲線は、両者のうちで同一軸力時に大きな M_u を与える相関曲線を連続させた太い一点鎖線と、太い破線部分とで構成されるものになる。また、

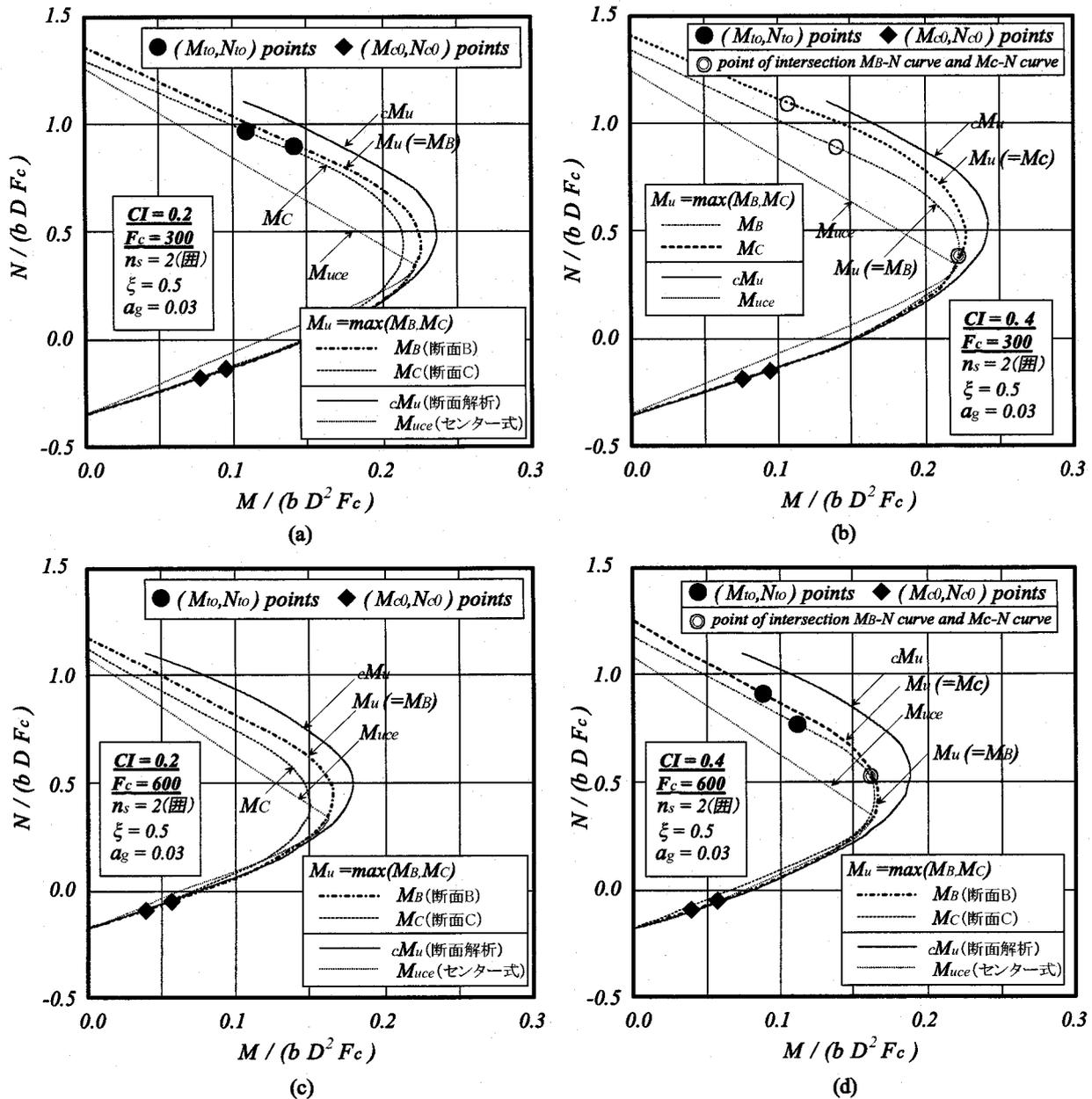


図2.3-1 柱のモーメント-軸力相関関係の比較

点線はセンター式による $M_{uce}-N$ 相関曲線を示す。

図 2.3-1 によれば、前述の図 2.2-4 においても見られたように、提案する終局強度算定式から求まる各 N 値での耐力は、逐次曲げ解析法による最大耐力に比べ若干小さい値を与えるものの、同法による $M-N$ 関係を良好に近似している。詳しくみれば、横拘束補強の程度が低い、 CI の小さい ($CI=0.2$) 断面の M_u はプレーンコンクリートのみによる断面Bについての算定式で与えられている。 CI が大きい断面 ($CI=0.4$) になると、 M_u は軸力 (比) が小さい範囲では断面Bについての算定式によって、軸力 (比) が大きい範囲ではコンファインドコンクリートのコア部分のみの断面Cについての算定式で与えられ、両算定式による $M-N$ 相関関係が交差する点 (同図中◎印点) での軸力比は CI が大になるほど、コンクリート強度が低いほど小さくなる傾向がみられる。

一方センター式では、コンファインドコンクリートの効果を考慮せず、また中立軸位置にかかわらず圧縮

及び引張側に等量の鉄筋量を仮定する。したがって、中立軸位置が断面中央付近に位置する軸力範囲では比較的良好な M_u を与えるものの、軸力が小で中立軸深さが小さい場合には引張鉄筋量を少なく見積ってしまうことによる M_u の過小評価が起こる。また軸力が大で圧縮コンクリート部分の面積が大きくなる場合には、コンファインドコンクリートの効果を考慮しないことによる M_u の著しい過小評価が生じている。

2.3.2 実験結果に対する適合性

既往の実験データ^{2-5~2-12)}を用いて本提案式ならびに逐次曲げ解析法、センター式の適合精度を検証する。図 2.3-2 は、曲げ耐力実験値 (M_u) を各計算値 M_u で除したものを、横軸に軸力比をとってプロットしたものである。同図中には、 M_u の各 M_u 計算値に対する比の平均値ならびに変動係数も示している。なお、本検討は断面の曲げ終局強度に関するものであるので M_u には柱試験体の軸力による付加モーメントも考慮されている。また、柱試験体に関する諸要因の範囲は次のようであった。CI=0.088~1.164、 $F_c=289\sim 1015\text{kg/cm}^2$ 、 $\eta=0.19\sim 0.72$ 、 $n_s=2\sim 4$ 、 $D=22\sim 35\text{cm}$ 。

図 2.3-2 の結果によれば、提案算定式はいずれの軸力の場合でも、逐次曲げ解析法と同程度の変動係数をもって、平均で実験値を約 10%程度過小評価している。これは、提案算定式による M_u に比べ若干大きい最大曲げ耐力を与える逐次曲げ解析が実験結果を良好に推定していることから、 M_u 算定に用いた圧縮ストレスブロック係数値に起因する現象と考えられる。一方、センター式では軸力比が 0.2~0.4 程度の範囲では、本算定式とほぼ同程度の推定精度を示す。しかし、軸力比が 0.4 程度以上の範囲では、2.3.1 項で述べたセンター式の本質的な欠点に起因して、軸力比の増大とともにその推定精度は著しく悪化している。

2.4 結論

本研究では、鉄筋コンクリート柱断面の圧縮部コンファインドコンクリートならびに中間主筋の影響を考慮した、簡単で精度のよい同柱の終局曲げ耐力算定式の誘導を試みた。得られた主な結果を以下にまとめる。

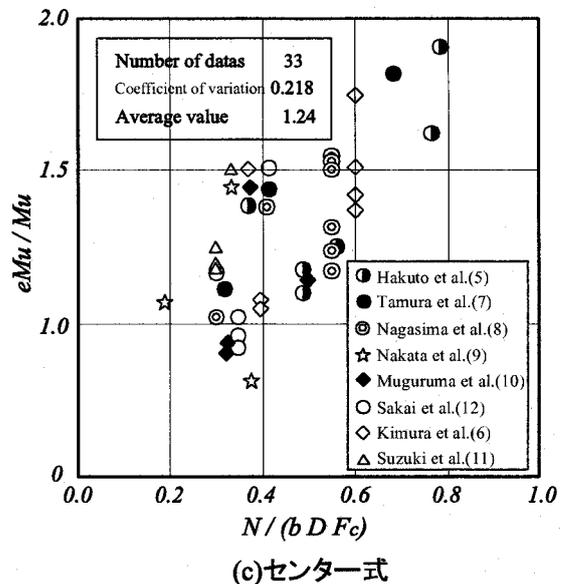
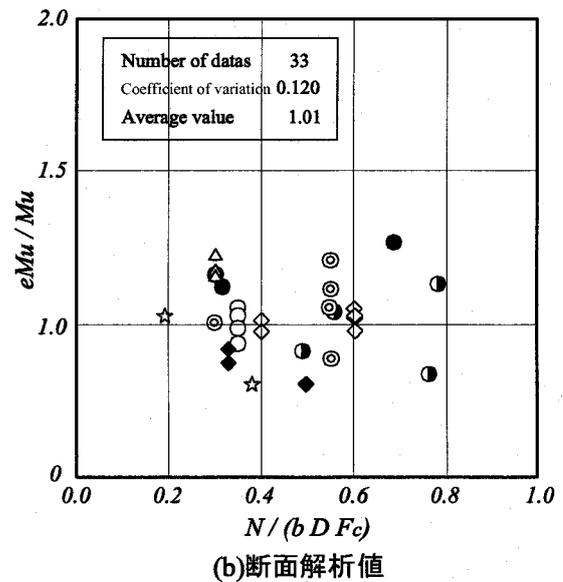
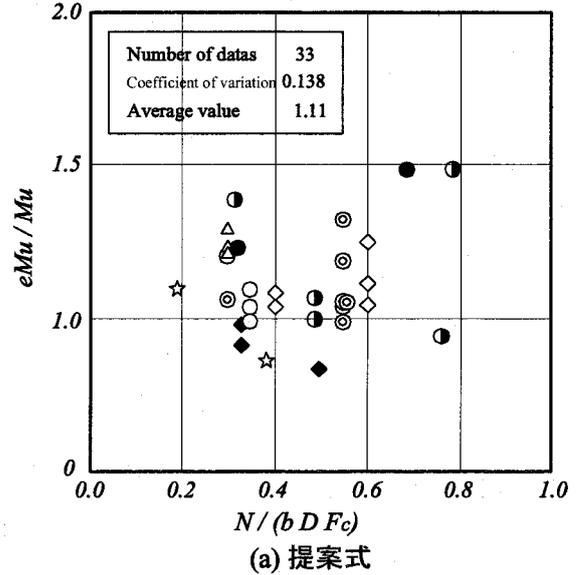


図2.3-2 提案式による M_u 値と実験値との比較

- 1) 終局曲げ耐力の算定には圧縮ストレスブロック係数 k_1k_2 が最大となるときの係数値が有用である (図 2.2-4)。
- 2) 1)および既提案のコンクリート応力度-ひずみ度関係に基づいて、終局曲げ耐力の算定に用いるプレーンコンクリートとコンファインドコンクリートの圧縮ストレスブロック係数 k_1k_2 、 k_2 の値の推定式を提案した ((2.2-1)、(2.2-2) 式)。
- 3) 2)のストレスブロック係数および各主筋の圧縮あるいは引張への降伏仮定を用いて、終局曲げ耐力算定式を誘導した。同時に同算定式は広い範囲の実験結果を、逐次曲げ解析法による場合と同程度の変動係数で、実験値を平均で約 10%程度小さく推定することを明らかにした ((2.2-8) ~ (2.2-10) 式、図 2.3-1、図 2.3-2)。

[参考文献]

- 2-1) 日本建築センター：構造計算指針・同解説、1981
- 2-2) 中塚侑、阪井由尚、中川裕史：コンファインドコンクリートの強度・変形特性推定式、日本建築学会構造系論文報告集、Vol505、pp.93-99、1998.3
- 2-3) 鈴木計夫、中塚侑、吉田晴彦：円形補強筋をコンファインドコンクリートの強度および変形特性、材料、第 34 巻 第 376 号 pp.33-39、1985.1
- 2-4) 鈴木計夫、中塚侑、菅田昌弘、正田隆啓、山口善史：角形横補強筋によるコンファインドコンクリートの拘束機構と強度・変形特性、コンクリート工学講演論文集、第 11 巻 第 2 号 pp.449-454、1989.6
- 2-5) 白都滋、本田義博、山本俊彦、大滝健：高強度鉄筋コンクリート柱に関する実験的研究 (その 3 曲げせん断実験)、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.743-744、1989.10
- 2-6) 木村秀樹、山口育雄、菅野俊介、東端泰夫、長嶋俊雄、原誠：超高層鉄筋コンクリート造建物の柱および架構に関する実験的研究 (その 2) 柱の曲げせん断実験結果、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.147-148、1985.10
- 2-7) 田村彰男、菅野俊介、長嶋俊雄、木村秀樹、原誠、沢村牧人：超高層鉄筋コンクリート造建物の柱および架構に関する実験的研究 (その 5) 高軸圧縮力を受ける溶接金網柱の曲げせん断実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.151-152、1986.8
- 2-8) 長嶋俊雄、菅野俊介、田村彰男、木村秀樹：超高強度コンクリート及び超高強度横補強筋を用いた RC 部材の実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.481-482、1987.10
- 2-9) 中田浩之、六車熙、渡辺史夫、松谷輝雄、石田潤一郎、横山浩明、神沢宏明、安藤邦彦：超高層鉄筋コンクリート造建物の柱および架構に関する実験的研究 (その 2) 柱の曲げせん断実験結果、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.382-383、1987.10
- 2-10) 六車熙、侯野善治、日下部一一、角彰、瀬川輝夫、加藤裕造、久徳敏治：高強度せん断補強筋により横拘束された RC 柱に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 383-384、1986.8
- 2-11) 鈴木計夫、中塚侑、中田浩之、山中昌一：高強度コンクリート・高強度横補強筋を用いた RC 柱部材の荷重-変形特性、コンクリート工学年次論文報告集、11-2、pp.455-460、1989
- 2-12) 境有紀、日比純一、小谷俊介、青山博之：高強度コンクリートを用いた RC 柱の曲げ変形性能に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集、12-2、pp.445-450、1990

第3章 コンファインド補強された PC 梁部材の曲げ靱性

3.1 序論

鉄筋コンクリート（以下 RC と略記）部材が曲げを受ける場合、梁部材では軸方向力が存在しないこと、また引張鉄筋に対して相応する圧縮鉄筋が配置されること等から、曲げ変形増大に伴う圧縮側コンクリートの負担は基本的に小さい。従って、一般的な配筋がなされる RC 梁断面では、圧縮部コンクリートの耐力低下が部材の曲げ耐力を低下させる可能性は小さく、十分な曲げ変形能を有すると考えられる。これに対し、プレストレストコンクリート（以下 PC と略記）部材の場合、以下の理由により RC 部材に比べ変形能が劣るとされている。

- ① 常時荷重である鉛直荷重により発生するモーメントをキャンセルすることを目的にプレストレスが材軸方向に導入され、コンクリートがその軸方向力を負担する必要がある。
- ② PC 部材には通常の RC 部材よりも、より高強度のコンクリートが用いられる。高強度コンクリートの応力度-ひずみ度関は、そのひずみ軟化領域において、ひずみ増加に対する耐力低下程度が低強度のものよりも大きく、その結果部材靱性が低下する。

以上の点から、PC 梁部材には RC 梁部材に比べてより積極的な変形能向上の手段、即ち軸力を受ける RC 柱部材同様、横拘束補強筋を用いることによる靱性向上の必要がある。

本章では PC 梁部材に必要な変形能を確保するための横拘束補強筋量を解析を用いて明らかにする。解析手法については第 1 部・第 1 章でのアプローチと同様の方法、即ちコンクリート強度、横拘束補強筋量、補強筋降伏、PC 鋼材量等をパラメータとして PC 梁断面の解析を行い、それら諸量と部材靱性との関係を探り、必要横拘束補強筋量算定式を導く。更に、同算定式で計算される横拘束補強筋量と現行の指針・規準等で推奨される量との比較を行う。なお、以下の文中では断りが無い限り“横拘束筋”は横拘束補強筋の事を意味する。

3.2 解析条件および仮定

○ 解析断面

解析対象とした断面の例を図 3.2-1 に示す。主筋の応力度-ひずみ度（以下 S-S と略記）関係は完全弾塑性とした。コンクリートの応力度-ひずみ度関係は応力上昇域を n 次関数、下降域を直線で表す図 3.2-2 に示すものを用いた。横補強筋による拘束効果の評価には、中塚等が提案する算定式³⁻¹⁾ [付録 1-1-1] によった。断面の終局時の判定点については、第一部・第 1 章の場合と同じく柱の終局限界点判定の為に用いた L_c 点³⁻²⁾（圧縮部コンクリートの劣化に基づく指標）を指標点とした。必要横拘束補強筋量 (p_s) は、断面のモーメント (M) とヒンジ部での回転角 (θ) 関係において所定の θ 値 (1/50、1/40、1/33、1/20) の時に L_c 点が出現するとき

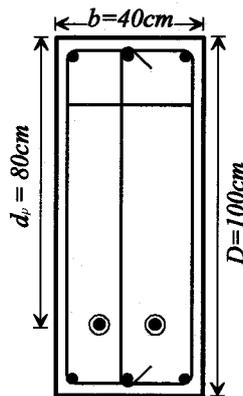


図 3.2-1 解析対象断面

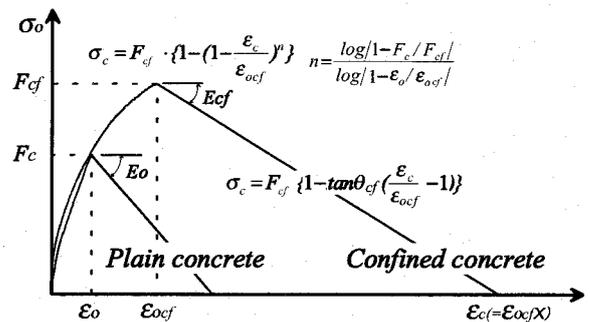


図 3.2-2 コンクリートの応力度-ひずみ度関係

の量として求めた。なお、断面曲率 ϕ と θ とを関連づける等価塑性ヒンジ長さ (l_{eq}) は、その値を $0.75D$ (D は断面せい) としている。PC 鋼材とコンクリート間の付着劣化程度に関しては、付着劣化を無視、即ち付着が完全であるとする。これはコンクリートに対しその負担が最も大きく算定される条件であることから、結果は最も安全側の値 (必要となる補強筋量は最も大きい値) となる。その他の解析方法等の条件については、第一部・第1章で用いたものと同様である。

表 3.2-1 に解析に用いたパラメータ一覧を示す。ここで q_{sp} (鉄筋鋼材係数) は式 (3.2-1(a)) で計算される値であり、本解析では引張鉄筋と圧縮鉄筋を同量としているため、PC 鋼材量を直接表す指標となっている。従って q_{sp} と PC 鋼材量は比例関係を示す (式 3.2-1(b))。

$$q_{sp} = \frac{T_{py} + T_{ry} - C_{ry}}{b \cdot D \cdot F_c} \quad \dots\dots\dots (3.2-1(a))$$

ここで、

T_{py} : PC 鋼材降伏時応力、 T_{ry} : 引張鉄筋降伏時応力、 C_{ry} : 圧縮鉄筋降伏時応力
 b : 梁幅、 D : 梁せい、 F_c : プレーンコンクリートの圧縮強度

ただし、本解析では腹筋比 (γ) = 1.0 を条件としているので、 $T_{ry} = C_{ry}$
 これを(3.2-1(a))式に代入すると。

$$q_{sp} = \frac{T_{py}}{b \cdot D \cdot F_c} \quad \dots\dots\dots (3.2-1(b))$$

表3.2-1 検討した要因と水準

要因		記号	水準
塑性ヒンジ部での回転角		θ_u	1/40, 1/33, 1/20
鉄筋鋼材係数 (PC鋼材量)		q_{sp}	0.1, 0.2, 0.3, 0.4
材料的 要因	コンクリート圧縮強度		F_c 400, 500, 600, 800 [kg/cm ²]
	横拘束 補強筋	降伏点強度	σ_{try} 5500, 7500 [kg/cm ²]
		サブタイ本数	n_s 0(□Type), 2(■Type)
		ピッチ	S 8(0.2), 10(0.25), 15(0.38), 20(0.5) [cm]
[共通値] 表中の網掛け値 (■) は基準値を示す 断面寸法: $b \times D = 60 \times 100$ (cm)、引張鉄筋比 (p_t) = 圧縮鉄筋比 (p_c) = 1%			

3.3 解析結果

図 3.3-1~5 に解析結果を示す。図 3.3-1 は塑性ヒンジ部での回転角 (θ_u) が変化する場合の横拘束補強筋量 (p_s) - 鉄筋鋼材係数 (q_{sp}) の関係を、また図 3.3-2~5 は、コンクリート強度 (F_c)、補強筋降伏強度 (σ_{try})、補強筋形状 (n_s)、補強筋ピッチ (S) が変化する場合の $p_s - q_{sp}$ 関係を θ_u を 1/50 と 1/20 の場合について示している。図 3.3-1~5 より $p_s - q_{sp}$ は何れの要因が変化する場合にも線形関係を有しており、

更に F_c 、 σ_{try} 、 n_s 、 S が変化する場合に θ_u が異なる値であっても線形関係が成り立つことがわかる。このことから、表 3.2-1 で示す基準タイプ（網掛けされた水準の組合せ）の必要 p_s は q_{sp} を変数とする一次式により表され、更に同式の傾きと切片を θ_u の関数（3.3-1）式とすれば、 q_{sp} 、 θ_u に関して必要 p_s を算定する式を求めることができる。即ち、

$$p_s = f(\theta_u) \cdot q_{sp} + g(\theta_u) \quad \dots\dots\dots (3.3-1)$$

とすればよい。

ここで、 θ_u が変化する場合の $p_s - q_{sp}$ 関係を表す図 3.3-1 を用いて一次の回帰計算を行い、関数 $f(\theta_u)$ 、 $g(\theta_u)$ を求めた。同式を（3.3-2）、（3.3-3）式に示す。

$$f(\theta_u) = 60\theta_u - 0.2 \quad \dots\dots\dots (3.3-2)$$

$$g(\theta_u) = 1.0\theta_u \quad \dots\dots\dots (3.3-3)$$

従って、必要 p_s 、 q_{sp} 、 θ_u の関係を表す式は（3.3-4）式のようになる。

$$p_s = a \cdot q_{sp} + b$$

$$a = 60\theta_u - 0.2 \quad \dots\dots\dots (3.3-4)$$

$$b = 1.0\theta_u$$

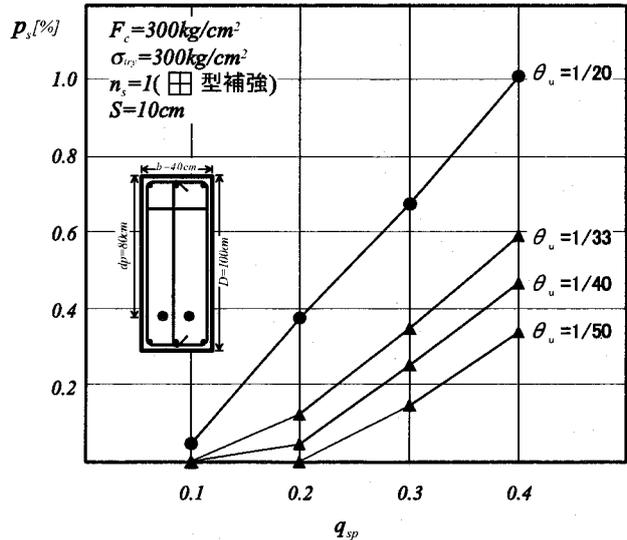


図 3.3-1 横拘束補強筋量に及ぼす鉄筋鋼材係数 (q_{sp})、および塑性ヒンジ部での回転角 (θ_u) の影響

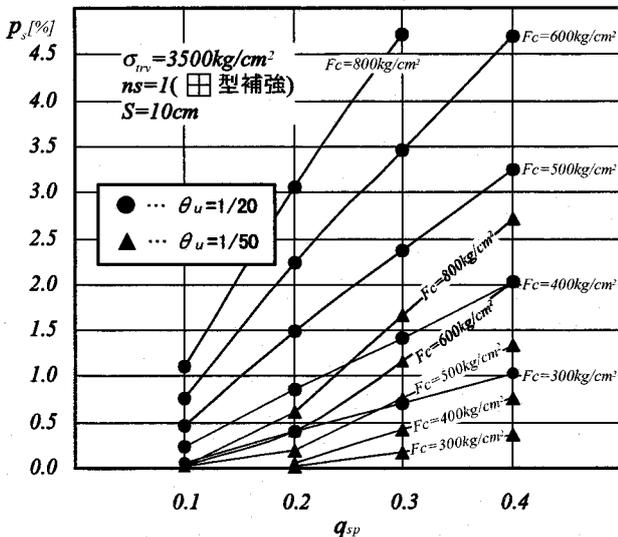


図 3.3-2 必要横拘束補強筋量に及ぼすコンクリート強度 (F_c) の影響

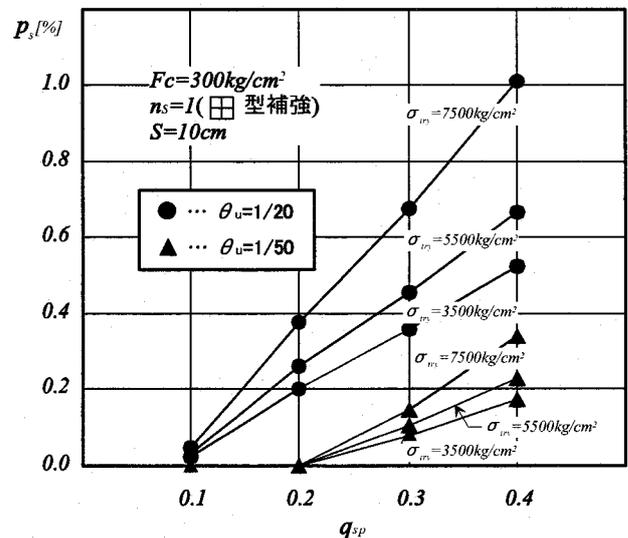


図 3.3-3 必要横拘束補強筋量に及ぼす補強筋降伏強度 (σ_{try}) の影響

次に、コンクリートの圧縮強度 (F_c) の影響を調べる。図 3.3-2 は θ_u が 1/50、1/20 のときに、 F_c が必要 p_s に及ぼす影響を調べたものである。同図によれば、必要 p_s 値はいずれの F_c の場合でも q_{sp} の増加にともなってほぼ直線的に増加し、 F_c が高いほど大きな値となる。 $\theta_u=1/20$ 時の $F_c=400$ 、800 の場合の必要 p_s の値は、基準タイプ ($F_c=300$) の場合のそれに対してそれぞれ 200~460%、620~800%程度で、基準タイプでの p_s 値のほぼ $(F_c/300)^{2.5}$ 倍程度になっている。この関係は θ_u が異なる場合もほぼ同様であり、従って次の様な方法で必要 p_s 算定式が導けることを示している。コンクリート強度のみが基準タイプと異なるときの必要 p_s 値は、ある θ_u 、 q_{sp} 値に対して基準タイプ下で必要となる p_s 値、即ち (3.3-4) 式により求まる値に、コンクリート強度の影響についての係数 $(F_c/300)^{2.5}$ を乗ずれば得られる。

図 3.3-3 は、必要横拘束筋量に対する横拘束筋の降伏強度 (σ_{try}) の影響を調べたものである。同図によれば、必要 p_s 値は σ_{try} の大きさにかかわらず q_{sp} の増大にともなってほぼ直線的に増加する。また、降伏強度が上がると、コンクリートに対する拘束力が増大するためコンファインドコンクリートの S-S 特性は改善され、必要 p_s 値を減少させる。 σ_{try} が 5500 と 7500kg/cm² の時の p_s 値は、 θ_u の値にかかわらず、いずれの q_{sp} の場合でも、 σ_{try} が基準タイプ(3500kg/cm²)の時のその、それぞれ約 65~73%および 50~54%となって、基準タイプでの p_s 値のおよそ $(3500/\sigma_{try})$ 倍となっている。

以上の各場合と同様に、サブタイ本数(n_s)、およびピッチ(S)などがそれぞれ単独に基準タイプから変化する場合の影響を表す係数について調べたものが図 3.3-4、3.3-5 である。その結果、いずれの場合も、必要 p_s 値と q_{sp} の相関関係には線形関係がみられ、それぞれの要因のみが変化する場合の必要 p_s 値は、 θ_u 、 q_{sp} 値が同じである基準タイプでの p_s 値にそれぞれ $\{1/5+4/(5 \cdot n_s)\}$ (但し、 $n_s=0$ の場合は 2)、および $\{2.5 \cdot (S/D) + 0.45\}$ を乗ずることによってほぼ推定できることが分かった。

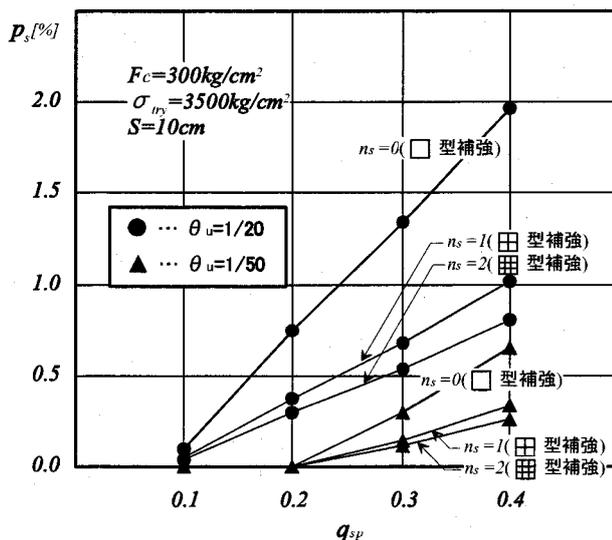


図 3.3-4 必要横拘束補強筋量に及ぼす補強筋形状 (n_s) の影響

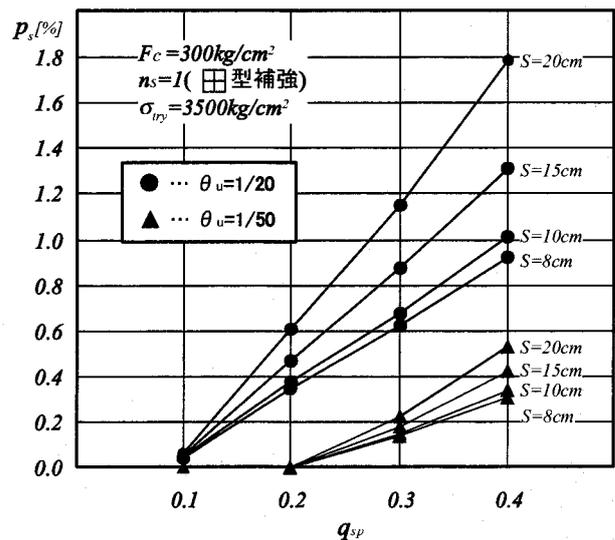


図 3.3-5 必要横拘束補強筋量に及ぼす補強筋ピッチ (S) の影響

3.4 解析結果に基づく必要横拘束補強筋量算定式

本項では、ある特定の要因のみが基準タイプから変化する場合の、必要 p_s 値に対する影響を調べた 3.3 項の結果に基づき、必要 p_s 値の推定式の誘導を試みる。複数の要因が基準タイプの値と異なるような場合、必要 p_s 値に及ぼすそれら諸要因の相互効果を推定式に考慮しなければならないが、推定式はきわめて煩雑なものとなるであろう。それ故、ここでは第一次近似的な取扱として、 p_s 値に及ぼす各種要因の影響は互い

に独立であると仮定する。また、各要因が単独に変化するいずれのケースにおいても必要 p_s 値と q_{sp} との間にはほぼ線型関係がみられるので、必要 p_s 値の推定式は、ある θ_u 、 q_{sp} の時の基準タイプ下における必要 p_s 値 ($p_s = a \cdot q_{sp} + b$ ($a = 60\theta_u - 0.2$, $b = 10\theta_u$) : (3.3-4) 式) に 3.3 節で求めた各要因の影響を表す諸係数を乗じた形で与えられるとした。以上の検討より、以下の (3.4-1) 式により必要横拘束補強筋量が算定できるものとする。

$$p_s = (a \cdot q_{sp} + b) \cdot \left(\frac{F_c}{300}\right)^{2.5} \cdot \left(\frac{3500}{\sigma_{try}}\right) \cdot \left(\frac{0.8}{n_s} + 0.2\right) \cdot (2.5 \cdot (s/b) + 0.45) [\%]$$

$$a = 60\theta_u - 0.2$$

$$b = 10\theta_u$$

但し、 $n_s = 0$ の場合、 $\left(\frac{0.8}{n_s} + 0.2\right)$ の項の値は 2

q_{sp} : 鉄筋鋼材係数、
 σ_{try} : 横拘束筋の降伏強度 (kg/cm²)
 S/b : 横拘束筋のピッチ/梁幅長さ

F_c : コンクリートの圧縮強度 (kg/cm²)、
 n_s : サブタイ本数、

3.5 既往の実験データを用いた算定式の検討と修正

図 3.5-1 に、既往の実験結果^{3-3~3-9}に基づく (3.4-1) 式の検証結果を示す。同図は、縦軸に PC 梁部材の曲げ実験結果より、梁曲げ耐力が同部材の最大耐力の 80% に低下した時点での部材変形角を、横軸に提案式により計算される塑性ヒンジ部における回転角をとって比較している。なお、既往の実験で用いられた梁試験体は幅が 20cm 以下、横拘束補強筋ピッチは 10cm 以下と小さく、サブタイ本数が少なくても (対象とした試験体では全て 0)、またピッチ/梁幅長さ比が比較的大きくなって (同じく 0.24~0.47)、コンクリートに対する横拘束程度に与える影響は小さいと考え、これらの影響に関する項の値を 1 に固定して計算を行った。図 3.5-1 では、前述のようにサブタイ本数とピッチの影響を無視した場合の提案式 (3.4-1) 式を用いて計算したケース (▲印) と、更にコンクリート強度の影響について修正 (修正方法については後述) を行った場合の値 (●印) の 2 種類について記している。コンクリート強度の影響の項の修正は、本章と同様の手法により柱の必要横拘束補強筋量の提案を行った第一部・第 1 章での方法と同じ、即ち、(3.4-1) 式中の $(F_c/300)^{2.5}$ の値を $(F_c/300)^m$: $m = 430/F_c + 3/7$ とすることにより行った。なお、第一部・第 1 章では、横拘束補強筋強度の影響を表す項についても補正を行っているが、本項で検討に用いた試験体では、高強度鉄筋が用いられているものがないため、横拘束補強筋強度の影響を表す項については補正を行っていない。

図 3.5-1 によれば、殆どのケースで実験値の示す部材回転角は、提案式により評価される塑性ヒンジ部で

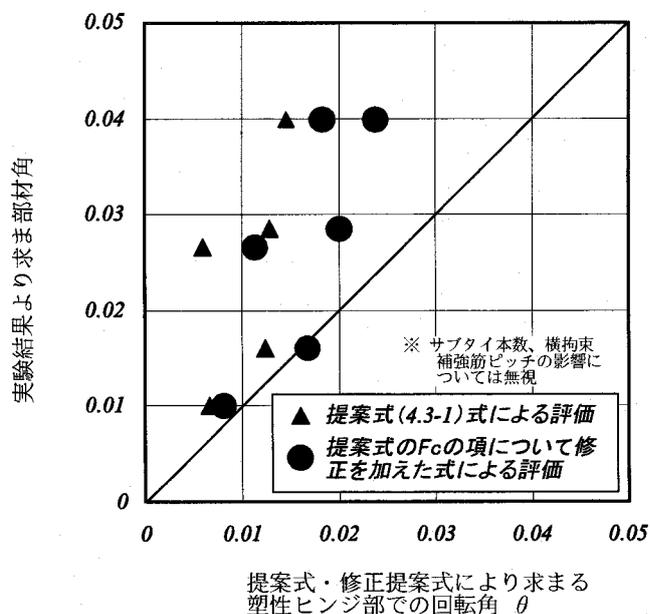


図3.5-1 部材角(実験値)と提案式により求まる塑性ヒンジ部での回転角の比較

の回転角よりも大きく、安全側の評価となっていることがわかる。また、コンクリート強度の影響の項については、同項の修正を行った●印の値が、修正を行わない▲印の値より、中央のライン（実験値＝解析値を示す線）近くにプロットされており、より精度が高いことがわかる。従って、(3.4-1) 式のコンクリート強度に関する項を、第一部・第 1 章の場合と同様に修正した、(3.5-1) 式を横拘束補強筋量算定式として提案する。但し、本検証で用いた実験データの数は 6 体と少なく、サブタイ本数の影響、横拘束補強筋ピッチの影響等を含めた十分な検証が行えていない項に対しては、更なる検討が必要である。

$$p_s = (a \cdot q_{sp} + b) \cdot \left(\frac{F_c}{300}\right)^m \cdot \left(\frac{3500}{\sigma_{try}}\right) \cdot \left(\frac{0.8}{n_s} + 0.2\right) \cdot (2.5 \cdot (s/b) + 0.45) [\%]$$

$$a = 60\theta_u - 0.2$$

$$b = 1.0\theta_u \quad \dots\dots\dots (3.5-1)$$

$$m = \frac{F_c}{430} + \frac{3}{7}$$

但し、 $n_s = 0$ の場合、 $\left(\frac{0.8}{n_s} + 0.2\right)$ の項の値は 2

q_{sp} : 鉄筋鋼材係数、 F_c : コンクリートの圧縮強度 (kg/cm²)、
 σ_{try} : 横拘束筋の降伏強度 (kg/cm²) n_s : サブタイ本数、
 S/b : 横拘束筋のピッチ／梁幅長さ

3.6 各種指針等における PC 梁の横拘束補強の規定と提案式で算定される補強量の比較

本節では、各種指針等において推奨されている PC、PRC 梁の補強規定について紹介し、それらの推奨値と 3.4 節で提案した横拘束補強筋量算定式による値との比較を行う。

3.6.1 各種指針等における横拘束補強の規定

次の(1)～(3)に示す各種指針等において推奨される横拘束補強規定を紹介する。(1)『プレストレスト鉄筋コンクリート (Ⅲ種 PC) 構造設計・施工指針・同解説』³⁻⁹⁾、(2)『プレストレストコンクリート造設計施工指針 1983 年版』³⁻¹⁰⁾、(3)『建築耐震設計における保有水平耐力と変形性能』³⁻¹¹⁾。各指針に記載されている計算式、表等は付録 1-3-1 参照。

(1) プレストレスト鉄筋コンクリート (Ⅲ種 PC) 構造設計・施工指針・同解説

本指針では、鉄筋鋼材係数(q_{sp})が 0.25 以上となる部材に対して横拘束補強をする必要があるとしている。横拘束筋を配置する目的は、「圧縮筋の座屈防止と圧縮部コンクリートをコンファインドコンクリートとすることである」とされており、梁試験体の実験結果に基づく補強方法が提案されている。本規定に定められる補強筋を断面に施すことにより与えられる部材靱性は、単調増大荷重下での断面の曲率靱性率として 12 程度、構造特性係数 $D_s = 0.3$ 程度の建物に要求される部材靱性となっている。

(2) プレストレストコンクリート造設計施工指針 1983 年版

本指針での規定は、他の指針等のように、想定する設計変形に見合う横拘束補強筋量を与えるものではなく、最小補強筋量を示した上で、部材の靱性と密接に関連する断面の鋼材係数 (q_N : 付録 1-3-1 の 18-1 式参照) の値により部材の (靱性) ランクを決定する形式となっている。即ち、横補強筋の効果を考慮して算出される限界鋼材係数 (q_{cr} : 付録 1-3-1 の 18-2 式参照) に対し q_N が何倍以内であるかによって、対象となる部材の靱性ランクを表す FA～FD が決定される。ここで q_{cr} は、コンクリートの圧縮縁ひずみが、圧縮強度の 85% に低下したときのひずみに達したときに緊張材が降伏ひずみになることを条件に求められる鋼材係数値で、主に緊張材の保証降伏点応力度、PC 鋼材の弾性係数、曲げ拘束筋比、鋼材係数、曲げ拘束

筋量、コンクリート強度をパラメータとして計算される。

(3) 建築耐震設計における保有水平耐力と変形性能 (1990)

同書では、塑性ヒンジ領域において 1/50 以上の回転角が確保されることを目標とする横拘束補強方法が推奨されている。同補強方法は、曲げ圧縮部をコンファインドコンクリートとする PC 梁断面の曲げ解析による検討を主体として、これに既往の諸コード等における規定、ならびに横拘束された PC 梁部材の実験結果などを参考に導かれている。

横補強筋量に及ぼすコンクリート強度および、横補強筋降伏強度の影響、梁幅方向も含めたサブタイの詳細などが考慮され、さらに、靱性をさほど必要としない建物に対する緩和規定も設けられている。なお解析では、部材断面の終局限界点として、横拘束補強筋の破断時点である L_{sr} 点を、また塑性ヒンジ長さ (l_{eq}) としては $0.75d$ (d : 断面の有効せい) が用いられている。

3.6.2 補強筋量の比較

図 3.6-1、図 3.6-2 はコンクリート強度が 300、500 kg/cm^2 の場合について、3.6.1 項で示した 3 つの指針等により求まる横拘束補強筋量と、本提案式により求まる量について比較した一例である。各指針等および本提案式では、それぞれ目標とする変形能に差異があるため単純な比較は難しいが、以下のような傾向が把握できる。

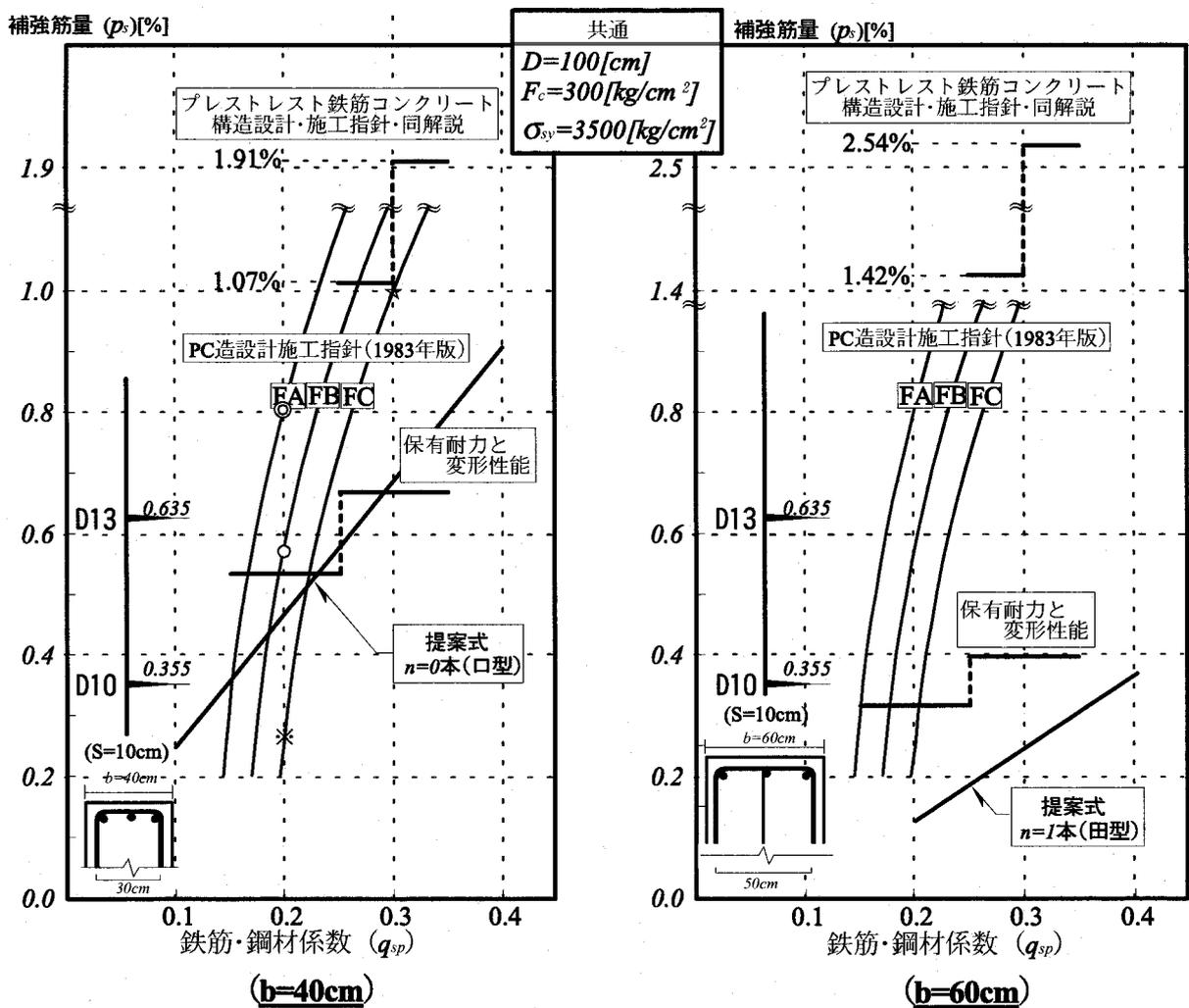


図 3.6-1 各種基規準、及び提案する補強筋量の比較 ($F_c=300kg/cm^2$)

・『プレストレスト鉄筋コンクリート（Ⅲ種 PC）構造設計・施工指針・同解説』で要求される補強筋量は他のものに比べてかなり大きいといえる。特に、 q_{sp} が 0.3 以上の 경우에는 梁幅 40cm の場合 1.91%、同 60cm の場合 2.54% と非常に大きい。これは、同指針でのピッチ間隔は基本的に 50mm 以下と指定されており、これが補強筋量増大の主因となっている。

・『プレストレストコンクリート造設計施工指針 1983 年版』では、 q_{sp} 値が同じとき、FA~FC で要求される補強筋量はかなり異なる。例えば $b=40\text{cm}$ の断面で q_{sp} が 0.2 の場合を例にとると、FB ランクでは約 0.6%（○印）であるのに対し、FA ランクでは FB ランクの値の約 1.4 倍（0.8%：◎）の値となる。また、 q_{sp} の値が大きくなると急激に補強筋量が大きくなるという特徴がある。 $b=40\text{cm}$ の断面で FC ランクの場合を例とすると、 q_{sp} が 0.2 の時は補強筋量は 0.25%（※印）となるが、0.3 になると約 4 倍の 1.0%（☆印）が

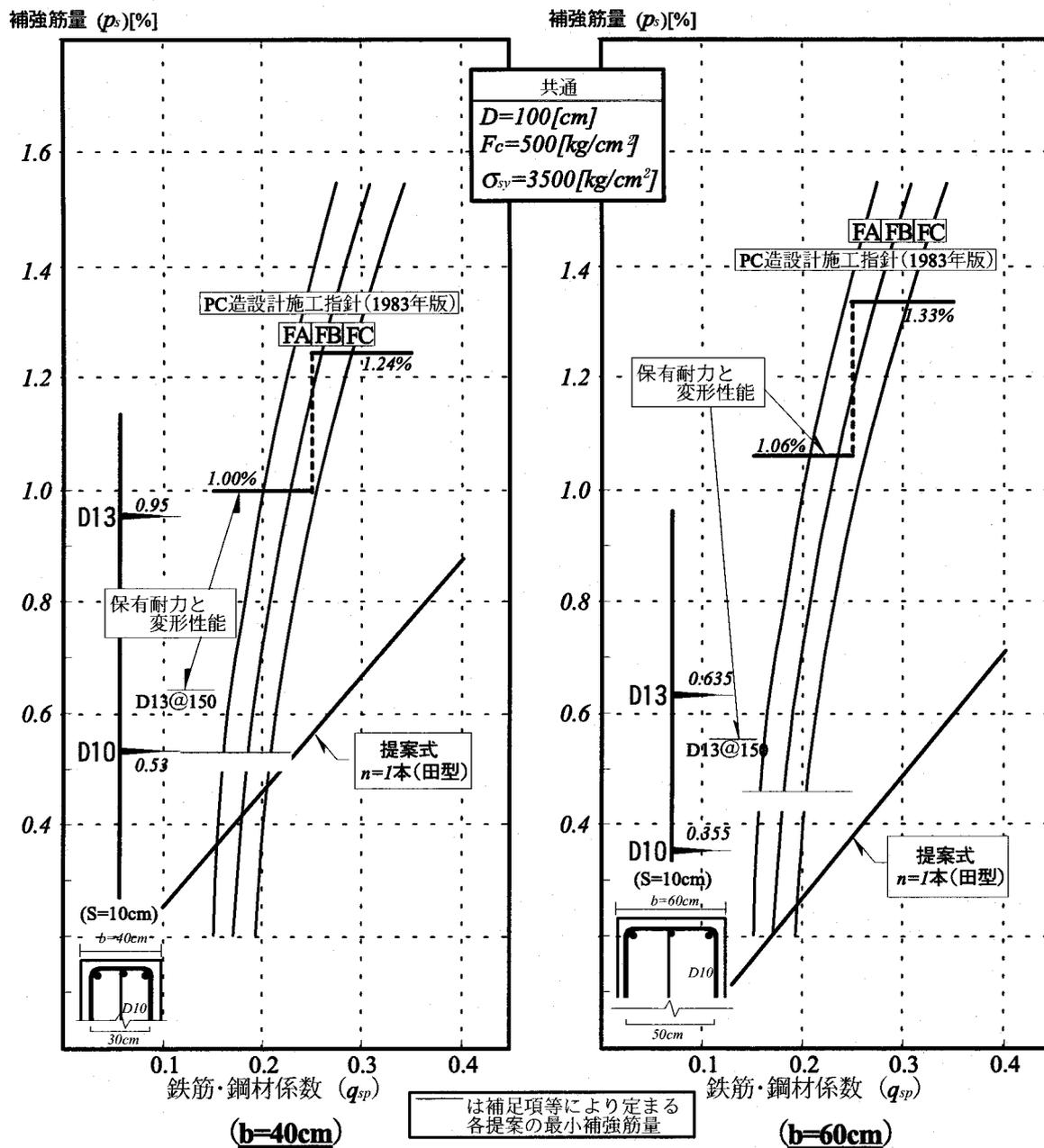


図 3.6-2 各種基準、及び提案する補強筋量の比較 ($F_c=500\text{kg}/\text{cm}^2$)

必要となる。また同案の算定式では、断面大きさは補強筋量算定のパラメータとなっておらずその影響を考慮する事ができない、従って $b=40\text{cm}$ 、 60cm のいずれの断面でも補強筋比は同じ値となる。

・『建築耐震設計における保有水平耐力と変形性能』の提案では、同書に示されている最小補強筋量の規定が概ね補強筋量を決定する傾向があり、同案で示されているピッチ (S) の算出式はコンクリート強度が高い場合等に有効になると考えられる。

・提案式で要求される横拘束補強筋量は他のものに比べて比較的小さい。断面幅 40cm で $F_c 300$ の場合 (図 3.5-1)、 $q_{sp}=0.25$ 以下であれば $D13@100$ 程度の補強筋量で部材角 $1/50$ を確保できることになる。 $F_c 500$ の場合の必要 p_s は、 $F_c 300$ の場合の値と同程度であるが、これは、 $F_c 500$ の場合の算例が中子筋を 1 本追加して田形補強としているためで、計算上 ((3.5-1) 式)、他の条件が同じであれば口型補強の場合に比して、必要 p_s は $1/2$ となる。その結果、コンクリート強度が高いことによる補強筋量の増加を補い、 $F_c 300$ の場合と同程度の必要 p_s となっている。

3.7 結論

- 1) 横拘束補強筋による補強効果を考慮できる単軸圧縮下におけるコンクリートの応力度-ひずみ度関係を用いたプレストレストコンクリート梁断面の曲げ解析を行い、必要横拘束補強筋比 (p_s) に及ぼす諸要因、すなわち、鉄筋鋼材係数、コンクリート強度などの材料的要因影響程度を明らかにした (図 3.3-1~図 3.3-5)。
- 2) 1)の結果を基に、PC 梁部材の横拘束補強筋量を算定できる (3.4-1) 式を誘導し、実験データを用いた検討により同式を修正し (図 3.5-1)、横拘束補強筋量算定式として (3.5-1) 式として提案した。
- 3) 提案算定式で求まる補強筋量と、PC 構造に関する各種指針等で示される横補強の規定により求まる量との比較を行った (図 3.6-1、図 3.6-2)。

[参考文献]

- 3-1) 中塚 侑、阪井由尚、中川裕史：コンファインドコンクリートの強度・変形特性推定式、日本建築学会構造系論文報告集、Vol505、pp.93-99、1998.3
- 3-2) 鈴木計夫、中塚 侑、阿波野昌幸：コンクリートはり部材断面の曲げ終局限界点に関する研究、日本建築学会論文報告集、第 383 号、pp.49-57、1988.1
- 3-3) 西山峰広、丹羽幸彦、江陸欽、渡邊史夫、六車熙、混合ストランドを用いたプレキャスト圧着接合部骨組の履歴性状、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅱ pp.1035-1036、1994
- 3-4) 福井剛、永澤敏弥、浜原正行、末次宏光、プレストレストコンクリート梁のせん断性状に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅱ pp.1023-1024、1994
- 3-5) 大熊晃、浜原正行、福井剛、末次宏光、プレストレストコンクリート梁のせん断耐力と靱性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.877-878、1996
- 3-6) 高提、揚成旭、塩原等、小谷俊介、正負繰返し純曲げを受けるプレストレストコンクリート断面の復元力特性、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅳ、pp.859-860、1997
- 3-7) 伊藤央、杉本訓祥、塩原等、小谷俊介、プレストレスト鉄筋コンクリート造梁部材の繰返し載荷実験、コンクリート工学年次論文報告集、pp.1137-1142、1997
- 3-8) 斎藤良二、小川哲朗、末次宏光、浜原正行：エネルギー消費型 PCaPC 部材の履歴性状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Ⅳ、pp. 951-952、2000
- 3-9) 日本建築学会：プレストレスト鉄筋コンクリート (Ⅲ種 PC) 構造設計・施工指針
- 3-10) 日本建築学会：プレストレストコンクリート構造設計・施工規準、1993
- 3-11) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能、1990

第4章：PC梁部材の終局曲げ耐力

4.1 序論

部材の曲げ耐力は、部材変形に伴い断面内で発生する偶力、即ち圧縮合力、或いはそれと等値である引張合力の値と、2力間の距離の積により求めることができる。一般的なコンクリート梁部材の場合、断面内で発生する応力は引張力を受け持つ鋼材の降伏により決まる。従って鉄筋コンクリート（以下 RC と略記）、プレストレストコンクリート（以下 PC と略記）を問わず、既往の曲げ耐力算定式は、「鋼材の降伏時応力」と、「圧縮合力重心位置－引張合力重心位置間の距離」を掛けることにより求まる”事を基本としている。

PC 部材における代表的な曲げ耐力算定式としては、「プレストレストコンクリート構造設計・施工規準」⁴⁾¹⁾、「プレストレスト鉄筋コンクリート（Ⅲ種 PC）構造設計・施工指針」^{4)2) 3)}、「建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)」⁴⁾³⁾等に示されているものがある。これらの算定式では主筋、PC 鋼材の降伏が算定式誘導の基本条件であるが、以下の理由により PC 鋼材は主筋に比べて降伏ひずみに達しにくいことは明らかである。

- 1) 断面内で主筋より内側に配置される。
- 2) コンクリート（グラウト）と PC 鋼材間に付着の劣化がある。
- 3) PC 鋼材の弾性範囲が大きい。

従って、RC 建物の場合のように「建物終局時に、部材の終局曲げ耐力が既往の鋼材の降伏を前提とする算定式で計算される値に達している」と考える事は、PC 建物の場合その保有耐力を過大評価する可能性がある。詳述すると、部材角が 1/50 を大きく越えるような変形領域において PC 鋼材が降伏し、既往の算定式で計算される耐力が発揮されたとしても、現状の設計で考えられている大地震時の変形レベル（例えば層間変形角で 1/100～1/50 程度）では部材耐力が算定値を下回り、設計としては危険側の評価となる可能性がある。逆の見方をすれば、設計で想定する変形レベルにおいて未降伏の鋼材が存在する可能性がある場合、部材耐力の評価には部材の変形レベルが考慮される必要がある。

本章では、上記 1)～3)の要因が PC 鋼材の応力度にどのような影響を及ぼすかを解析的に検討し、その結果から部材の変形レベルに応じて PC 鋼材の応力度を算定する式を導く。同式を利用してより精度の良い PC 梁部材の終局曲げ耐力算定式を提案する。なお、以下の文章では断りが無い限り“曲げ耐力”は、終局曲げ耐力を意味する。

4.2 既存の終局曲げ耐力算定式とその精度の検証

4.2.1 既往の終局曲げ耐力算定式

以下に、プレストレストコンクリート構造設計・施工規準、プレストレスト鉄筋コンクリート（Ⅲ種 PC）構造設計・施工指針、建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)で示される曲げ耐力算定式を示す。

(1) プレストレストコンクリート構造設計・施工規準

$$M_u = \left\{ 1 - \frac{k_2}{k_1} (q + q_o) \right\} p b d^2 \sigma_{sy} + \left\{ \frac{d_o}{d} \frac{k_2}{k_1} (q + q_o) \right\} p_o b d^2 \sigma_{syo} \quad \dots\dots\dots (4.2-1)$$

³⁾ 同指針では、PC 鋼材がアンボンドである場合について部材の終局耐力時の PC 鋼材応力の算定式が示されている。算定式を (4.2.2) 式に示している。

ここで、 $q=p\sigma_{sy}/F_c$ (PC 鋼材係数)、 $p=A_s/bd$ (PC 鋼材比)、 $q_o=p_o\sigma_{sy}/F_c$ (引張側普通鉄筋の鉄筋係数)、 $p_o=A_{so}/bd$ (引張側普通鉄筋の鉄筋比)、 A_s : PC 鋼材断面積、 A_{so} : 普通鉄筋断面積、 σ_{sy} : PC 鋼材降伏強度、 σ_{syo} : 普通強度鉄筋降伏強度、 d : PC 鋼材有効せい、 d_o : 普通強度鉄筋有効せい、 $k_2/k_1=0.5$

(2) プレストレスト鉄筋コンクリート (Ⅲ種 PC) 構造設計・施工指針

$$M_u = T_y \cdot \frac{7}{8}d + T_p \left(d_p - \frac{1}{8}d \right) \quad \dots\dots\dots (4.2-2)$$

ここで、 $T_y=A_s \cdot \sigma_y$ 、 $T_p=A_p \cdot \sigma_{pu}$ 、 σ_{pu} : 終局曲げモーメント時 PC 鋼材引張応力度。付着のある場合には、 $\sigma_{pu}=\sigma_{py}$ (σ_{py} : PC 鋼材企画降伏点応力度)。またアンボンド鋼材の場合には、 σ_{pu} は次式により与えられる。 $\sigma_{pu}=0.75\sigma_{pe}+0.25\sigma_{py}$ 、ここで σ_{pe} は有効プレストレス応力度。

(3) 建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990) (以下「保有耐力と変形…」と略記)

$$M_u = a_p\sigma_{py}d_p + a_t\sigma_y d - a_c\sigma_y d_c - (a_p\sigma_{py} + a_t\sigma_y - a_c\sigma_y) \cdot k_2 x_n \quad \dots\dots\dots (4.2-3)$$

ここで、 a_p 、 a_t 、 a_c : 引張側 PC 鋼材、引張鉄筋および圧縮鉄筋の断面積、 b 、 D : 梁幅および梁せい、 d_p 、 d 、 d_c : 引張側 PC 鋼材、引張鉄筋および圧縮鉄筋の重心位置から梁断面の圧縮縁までの距離、 x_n : 圧縮縁から中立軸位置までの距離、 $x_n=(q_{sp}'/k_1k_3)D$ 、 q_{sp}' 、 σ_{py} 、 σ_y : PC 鋼材の降伏強度および引張 (圧縮) 鉄筋の降伏強度、 F_c : コンクリートの設計基準強度、 k_1 、 k_3 、 k_2 : 曲げ圧縮部コンクリートのストレスブロック係数 ($k_1k_3=0.83$ 、 $k_2=0.42$)

4.2.2 実験データを用いた既往の終局曲げ耐力算定式の検証

本項では、4.2.1 項で示した算定式による終局曲げ耐力値と実験値との比較を行い、既往の算定式の精度について検証する。なお、実験値としては、試験体の部材角(R)が 1/100、1/50 の時、および最大値の 3 種類について検討している。

4.1 節で記述したように、PC 鋼材は主筋 (普通鉄筋) に比べ降伏しにくい。PC 鋼材が未降伏、即ち弾性状態である場合、主筋降伏後の大変形領域においても曲げ変形増加に伴い PC 鋼材の応力は増大する。従って、部材に想定する変形量が大きいほど曲げ耐力は大きくなると考えられる。一方、大地震時に部材に想定される変形量は、対象となる建物や設計法により異なるが、部材角で 1/100~1/50 程度とされており、従ってこの程度の変形時に発揮される部材耐力が重要となる。以上より、部材変形量の 1 つの目安として R=1/100、1/50 時の耐力について検討を行う。検証に用いた試験体総数は、「コンクリート構造 (PC、PRC) 部材の靱性設計手法と耐震架構への応用」⁴⁻⁴⁾ 「4.1.4 曲げ最大耐力」の項で用いられた試験体のうち、上記部材角での耐力をグラフ等から調べることができ、かつ RC 部材を除いた 78 体である (実験諸量のデータベースは、京都大学大学院 西山峰広博士より提供して頂いたものを使用)。なお、曲げ耐力算定式は、通常材料の規格強度に基づく信頼強度を算出するものであるが、ここでは、実験結果との検証を行うことを目的としているため、材料の実強度を代入することにより曲げ耐力を算出した。

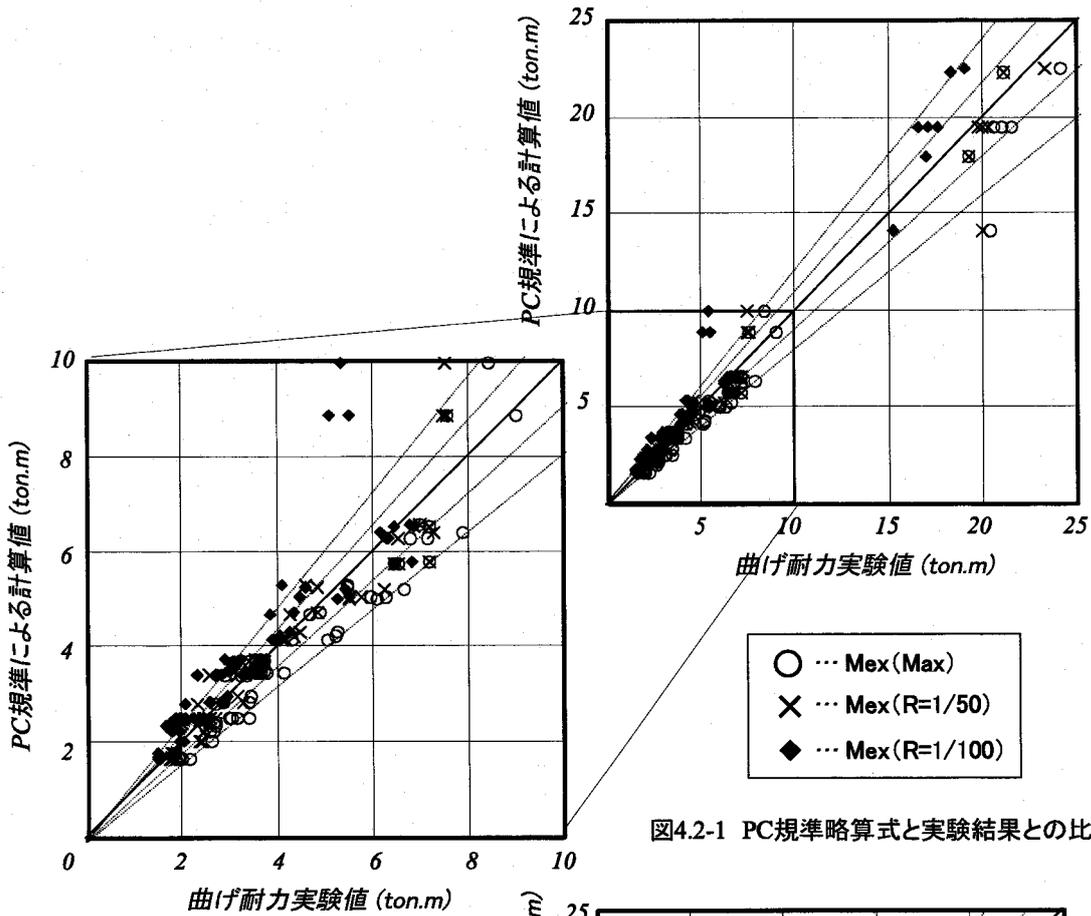


図4.2-1 PC標準略算式と実験結果との比較

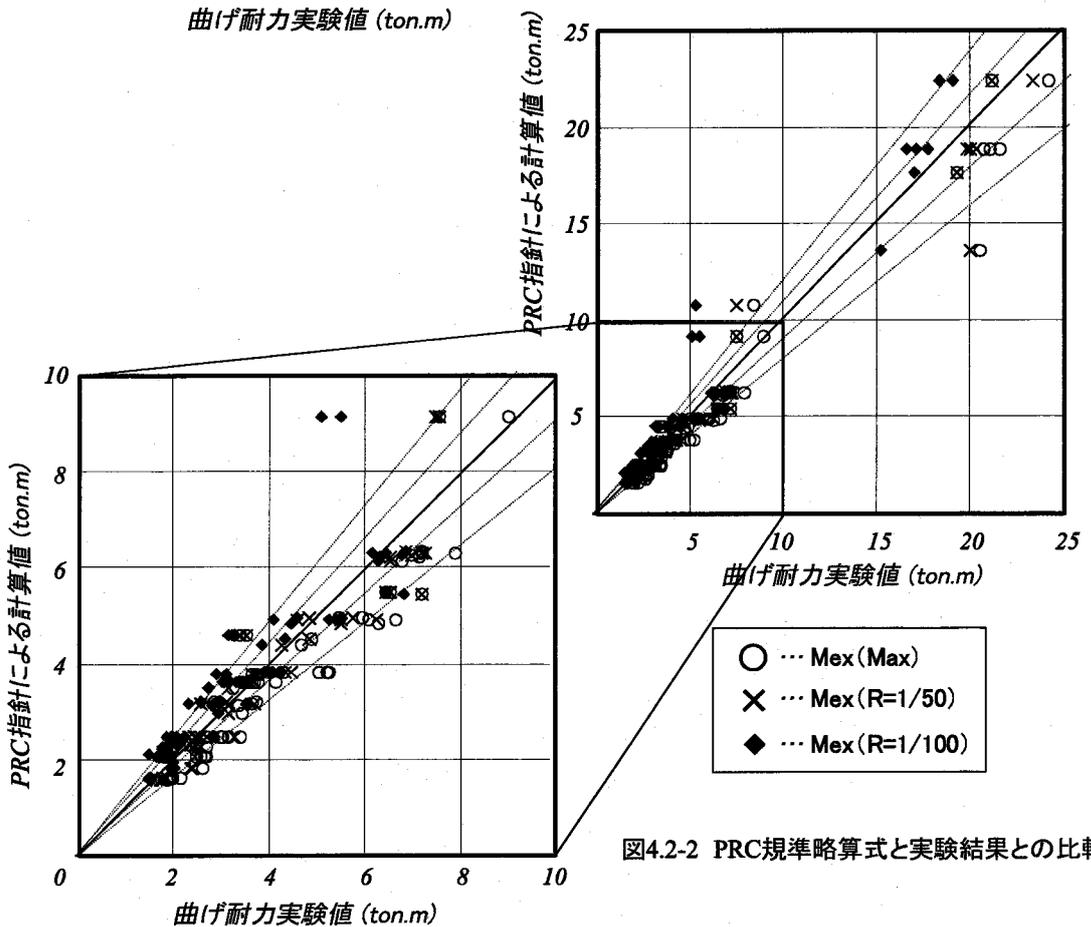


図4.2-2 PRC標準略算式と実験結果との比較

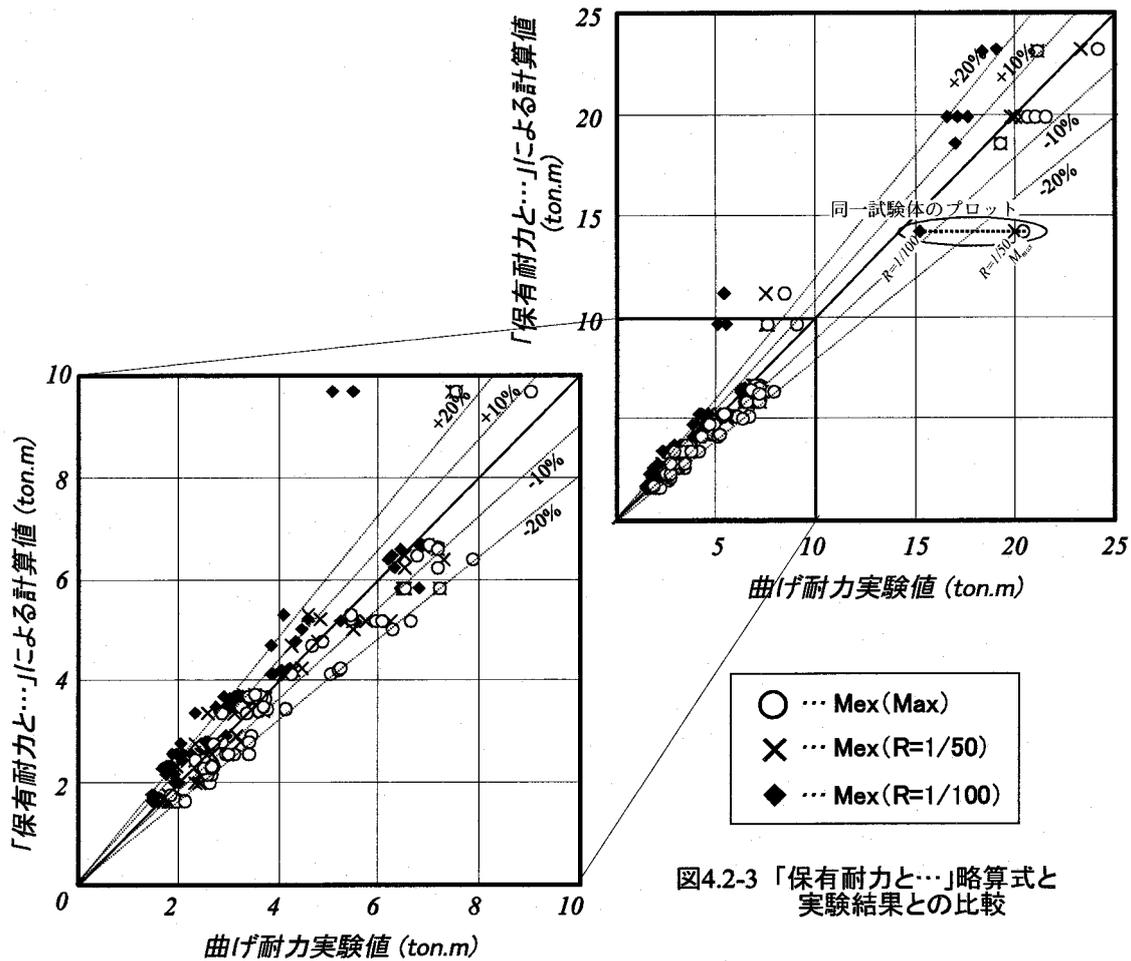


図4.2-3 「保有耐力と...」略算式と実験結果との比較

図 4.2.1～3 が結果である。図中には、各耐力算定式と、実験値の最大値 (○)、R=1/50 時の値 (×)、R=1/100 時の値 (◆) との比較を載せている (図中に説明を付す)。いずれの式の評価においても、同一試験体での実験値の最大値 (○) と R=1/50 時の値 (×) は比較的近い位置にプロットされており、また算定値は実験値を安全側に評価する傾向がある。これに対して R=1/100 時の値 (◆) は最大値、R=1/50 時の値とは離れて存在するものが多く、算定値が実験値を危険側に評価する傾向にある。即ち、R=1/50 程度の変形に達すれば多くの部材が最大耐力と同程度の耐力であるのに対し、R=1/100 時ではそれらよりもかなり低い値となっている事を示している。また、その値は各耐力算定式の値と比べても小さい値を示すものが多いことから、PC 鋼材の応力状態をより正確に反映する算定方法が必要であることがわかる。

表 4.2.1 に、R=1/100 時の実験値に対する計算値の比を統計的に処理した結果を示す。平均値でみると 1.13～1.16 となっており R=1/100 時の実験値は平均で 15%程度低い値であることがわかる。

表4.2-1 各規準・指針による計算値とR=1/100時実験値の比の統計量

	PC規準	PRC指針	保有耐力と...
平均	1.15	1.13	1.16
標準誤差	0.02040	0.02360	0.02311
中央値(メジアン)	1.14	1.09	1.14
標準偏差	0.180	0.208	0.204
分散	0.0325	0.0434	0.0417
最小	0.85	0.80	0.85
最大	1.87	2.02	2.09
標本数	78	78	78

4.3 終局曲げ耐力算定式の誘導

4.3.1 算定式誘導の方針

4.1、4.2 節で述べたように、部材変形角が 1/100 程度の変形時において既往

の算定式の算定精度が低下する原因は PC 鋼材の降伏を仮定していることにある。従って、PC 鋼材の応力をより正確に推定し、その値を従来の終局曲げ耐力算定式の PC 鋼材応力度に関連する値、即ち降伏時応力度の替わりの値として用いることにより、より精度の高い耐力評価が行えるはずである。そこで、PC 鋼材量、PC 鋼材位置、PC 鋼材－グラウト間の付着程度、断面回転角をパラメータとして断面解析を行うことにより、上記各諸要因と PC 鋼材応力度の関係を明かにし定式化する。更に、同式で求まる PC 鋼材応力度を、「建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)」の提案算定式 ((4.2-1) 式) 中の PC 鋼材応力度に関する項に代入することにより PC 梁部材の終局曲げ耐力算定式とする。

4.3.2 解析条件および仮定

解析対象とする断面を図 4.3-1 に示す。適用したコンクリート、鉄筋、および PC 鋼材の応力度－ひずみ関係および解析手法は、第一部・第 1 章で用いたものと基本的に同じである。但し、後述するように PC

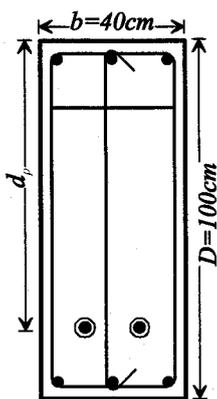


図 4.3-1 解析対象断面例

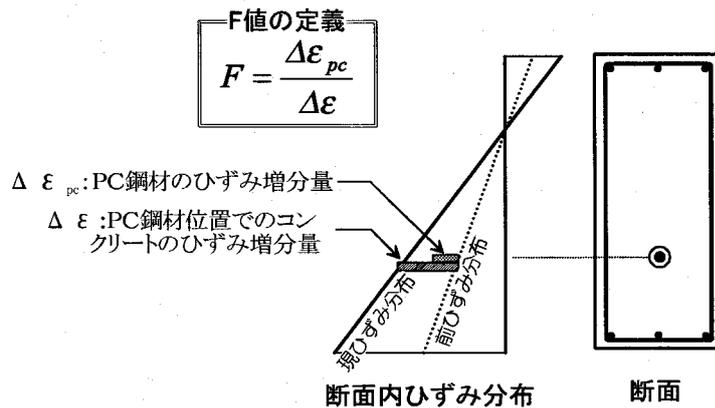


図4.3-2 F 値(ひずみ適合係数)の考え方

表4.3-1 検討した要因と水準

要因	記号	水準
断面曲率 (無次元化のためDを掛け値)	ϕD	1/200, 1/100, 1/50
鉄筋鋼材係数 (PC鋼材量)	q_{sp}	0.1, 0.2, 0.3
PC鋼材位置	d_{pl}	0.5, 0.6, 0.7, 0.8
付着適合係数	F	0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0

【共通値】 断面寸法： $b \times D = 60 \times 100$ (cm)、引張鉄筋比 (p_t) = 圧縮鉄筋比 (p_c) = 1%
 主筋降伏時強度 3500kg/cm²、ヤング係数 2.1×10^4 kg/cm²
 PC鋼材降伏時強度 15000kg/cm²、ヤング係数 2.0×10^4 kg/cm²
 コンクリート圧縮時強度 300kg/cm²
 PC鋼材導入力は、PC降伏時応力度の 0.68

鋼材については、PC 鋼材－グラウト (コンクリート) 間の付着劣化を考慮する。解析に用いたパラメータとその諸元を表 4.3-1 に示す。また、PC 鋼材－グラウト間の付着劣化の扱いについて以下に示す。

○ PC 鋼材－グラウト間の付着特性

PC 鋼材－グラウト間の付着特性は、PC 鋼材種、グラウト強度等様々な要因が影響されると考えられるが、これらに関して系統的に検討された資料は現在のところなく、従って同特性について定まった評価はな

されていない。

PC 鋼材—グラウト間の付着特性を表す方法としては、部材の曲げ変形増加に伴う「PC 鋼材のひずみ増分」を「PC 鋼材位置でのコンクリートのひずみ増分」で除した値 [ひずみ適合係数 (F)] (図 4.3-2) を用いる方法と、PC 鋼材—グラウト間の付着応力度 (τ) とすべり量 (S) との関係を用いる方法とがある。本章では、終局曲げ耐力算定式の提案を行うことを目的としていることから、より簡便に扱えて、より直感的なイメージを得やすい、ひずみ適合係数 (F 値) を用いて検討を行うこととする。

F 値については、PC 梁部材の曲げ挙動や PC 部材の圧着接合に関する研究の一部として、その値について論じられているものがある^{45, 46)}。同研究での PC 鋼材—グラウト間の付着特性の評価式 (4.3-1) 式、(4.3-2) 式と同式で評価される F 値 (図 4.3-3) を示すが、いずれの場合も、断面曲率の関数となっており、断面曲率の増加に伴い F 値は減少し、それぞれの式の第一項の値である 0.35 ((4.3-1) 式)、0.5204 ((4.3-2) 式) に収束する。両式で計算される値を図 4.3-3 に示す。

$$F = 0.35 + 0.65 \cdot e^{(-\phi \times 20000)} \quad \dots\dots (4.3-1)$$

$$F = 0.5204 + 0.4796 \cdot e^{(-\phi \times 51520)} \quad \dots\dots (4.3-2)$$

ここで、 ϕ : 断面曲率

図 4.3-4 に、 F 値を (4.3-2) 式により評価した場合、(4.3-2) 式の収束値である 0.52 に固定した場合、更に付着劣化を無視 (即ち $F=1$) した場合の 3 種類ケースについて断面曲げ解析を行った結果の一例を示す。同図には、 F 値、PC 鋼材応力度—断面曲率関係も併せて示している。

図 4.3-4 より、モーメント—曲率 (以下 $M-\phi$ と略記) 関係、PC 鋼材応力度—曲率関係共に、 F 値を (4.3-2) 式により評価した場合と (4.3-2) 式の収束値である 0.52 に固定した場合について両者に明確な差がないことがわかる。これに対し、付着劣化を無視した $F=1$ の場合には、上記の 2 つのケースに比べて、同じ断面曲率で比べ

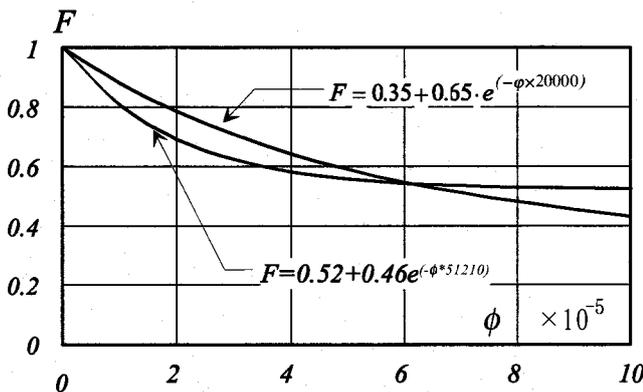


図 4.3-3 文献4.3-4、4.3-5で示されるひずみ適合係数[F値]と断面曲率[ϕ]の関係

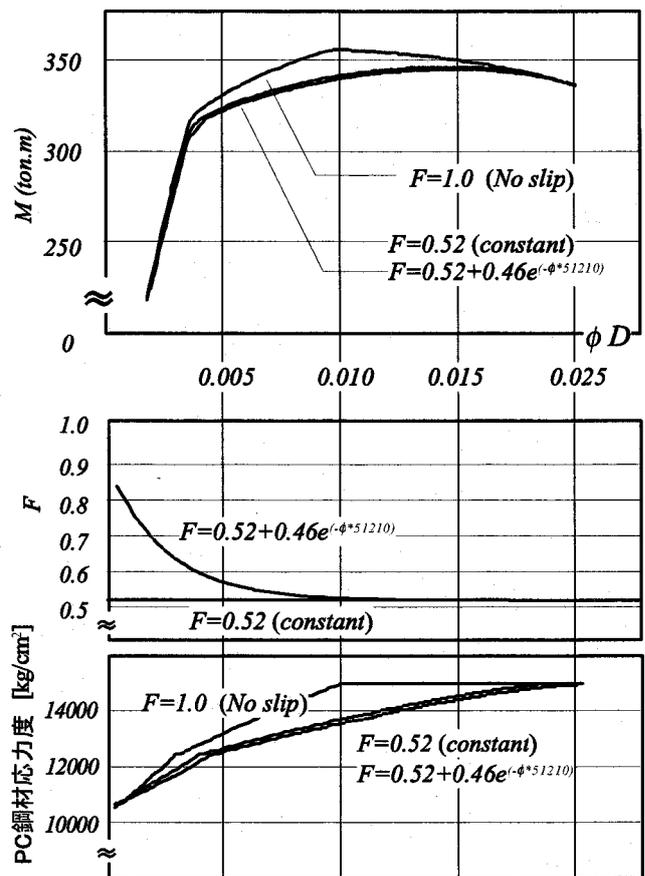


図4.3-4 F 値の評価方法を変えた場合のモーメント—曲率関係の比較

た場合、PC 鋼材はより大きな応力度となっており、それに伴いモーメントも大きく、他の 2 つの場合とは異なった $M-\phi$ 関係を示す。換言すれば、PC 鋼材-グラウト間の付着特性を F 値により評価する場合、 F 値を一定値（式の収束値）としても、元の F 値-曲率関係を考慮する式により評価される値と大差ない結果となるが、 F 値の収束値の大きさは結果に大きな影響を与える。従って、以降の解析においては、PC 鋼材-グラウト間の付着特性を表す場合の値として、 F 値-断面曲率の関係についてはこれを無視し、 F 値を断面曲率（即ち部材の変形レベル）によらない一定の値として検討する。

4.3.3 各種要因の PC 鋼材応力度に及ぼす影響と PC 鋼材応力度算定式

本項では、各種要因の水準を変化させて断面解析を行うことにより、PC 鋼材応力度に及ぼす各種要因の影響について検討し、PC 鋼材の応力度算定式を誘導する。考慮する要因は表 4.3-1 に示される断面曲率、PC 鋼材量、PC 鋼材位置、PC 鋼材-グラウト間の付着程度である。

各要因が PC 鋼材の応力度に及ぼす影響について考える場合の概念図を図 4.3-5 に示す。同図より、PC 鋼材-グラウト間の付着程度 (F) や断面曲率増分 ($\Delta\phi$) の値は、PC 鋼材のひずみ度増分 (= 応力度増分) に対して基本的に比例関係を有することが分かる。これに対し、PC 鋼材量 (q_{sp}) 及び PC 鋼材位置 (d_p) は、中立軸-PC 鋼材間の距離に関係する要因であり、 F 、 $\Delta\phi$ の値が同じで有れば、PC 鋼材のひずみ度増分は中立軸-PC 鋼材間の距離に比例することが分かる。従って PC 鋼材のひずみ度増分に関する基本式を (4.3-3) 式のように定め、同式中の $f(d_{pl}, q_{sp})$ (ここで、 $d_{pl}=d_p/D$) の関係を解析結果より求める事とする。ただし、(4.3-3) 式のように $\Delta\varepsilon_{pc}$ が F 、 ϕ と $f(d_{pl}, q_{sp})$ の積によると考える場合、 F と ϕD が $f(d_{pl}, q_{sp})$ の値に対して独立である事が必要であるが、これらの相関を考慮すると式が非常に複雑化する。従って、ここではこれらの値は互いに独立であると仮定し、式を構成することとした。この妥当性については後述する。なお、簡便のため $\Delta\phi$ の値は、初期値を 0 と考えることにより増分値ではなく断面曲率そのものである ϕ として扱い、更に計算式中では他の要因と同様、無次元化数とするため断面せい (D) を乗じた ϕD として扱う。

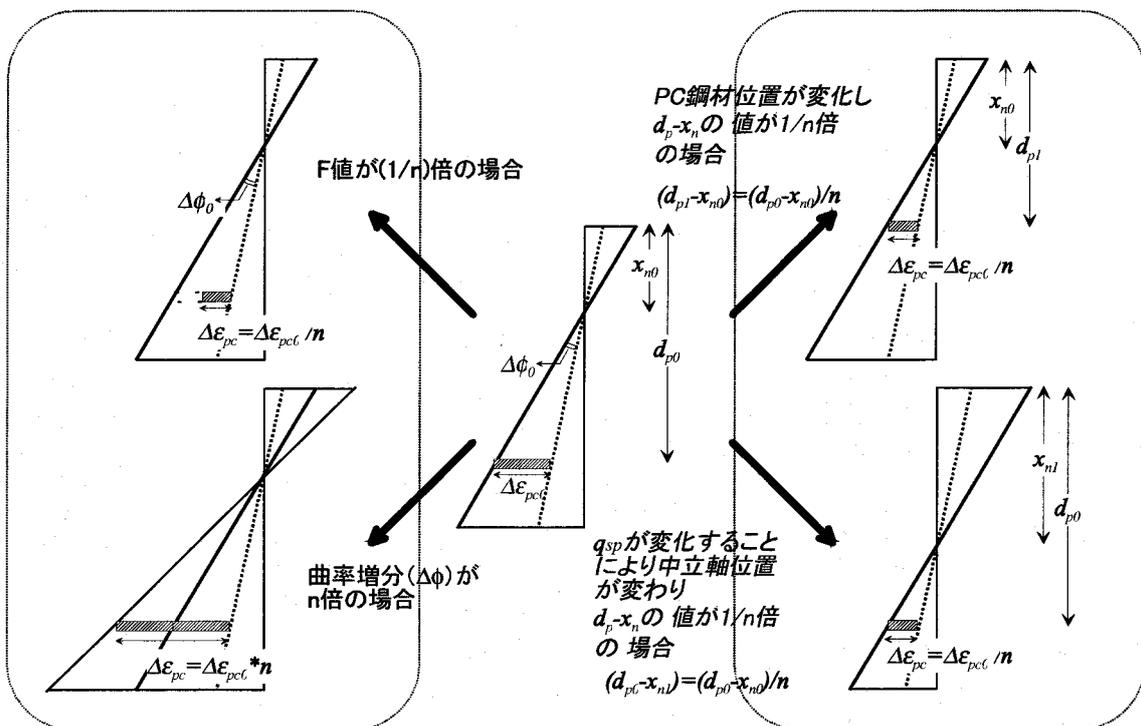


図4.3-5 PC鋼材ひずみ増分に与える各種要因の影響についての概念図

$$\Delta\varepsilon_{pc} = f(d_p, q_{sp}) \cdot F \cdot \phi D$$

..... (4.3-3)

図 4.3-6 は、 F 値が変化する場合の PC 鋼材の応力度について検討したものであり、PC 鋼材の応力度は降伏時応力度で除した値で示している。同図によれば、PC 鋼材が降伏して比の値が 1 になる場合を除き、PC

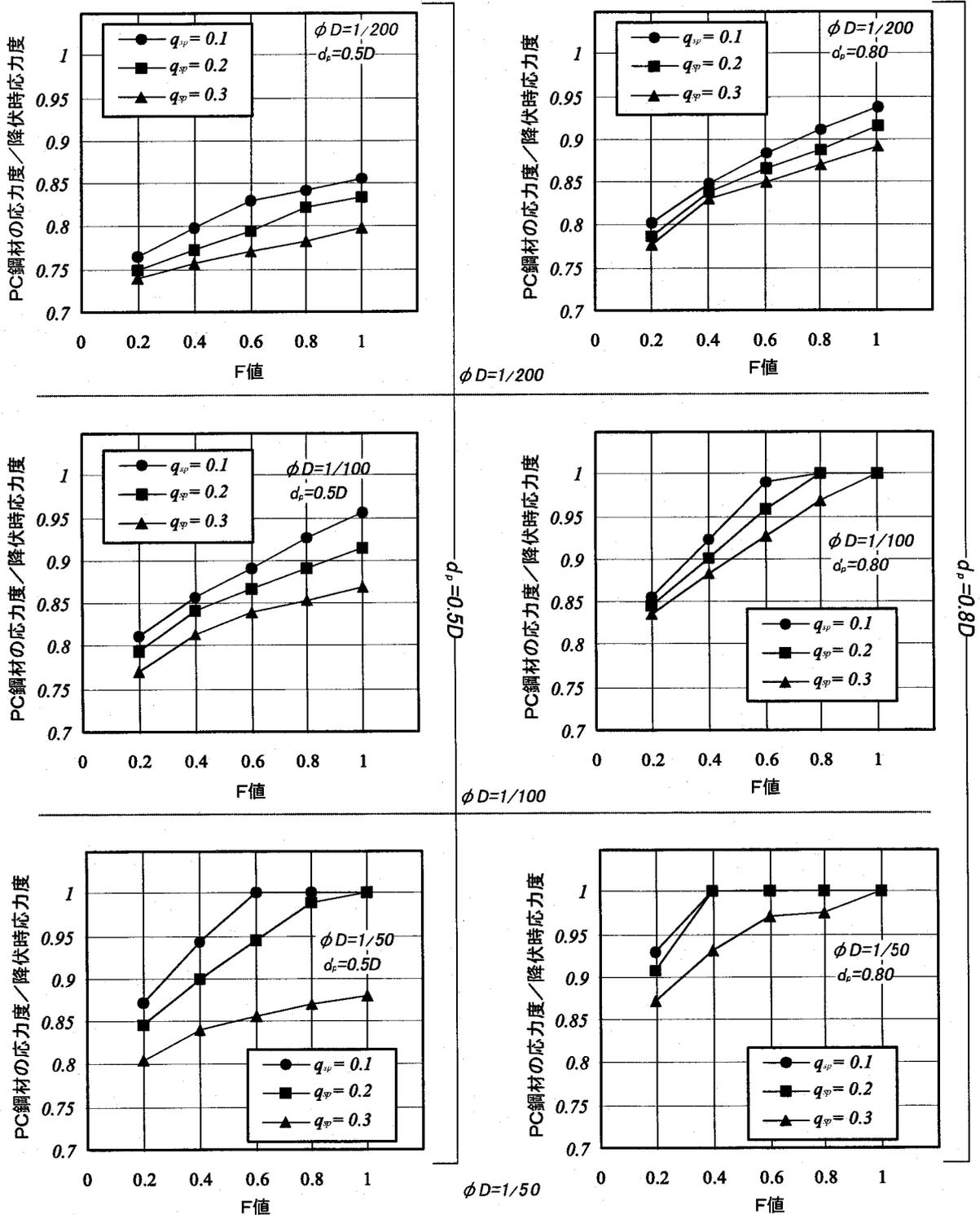


図4.3-6 PC鋼材の応力度とF値の関係

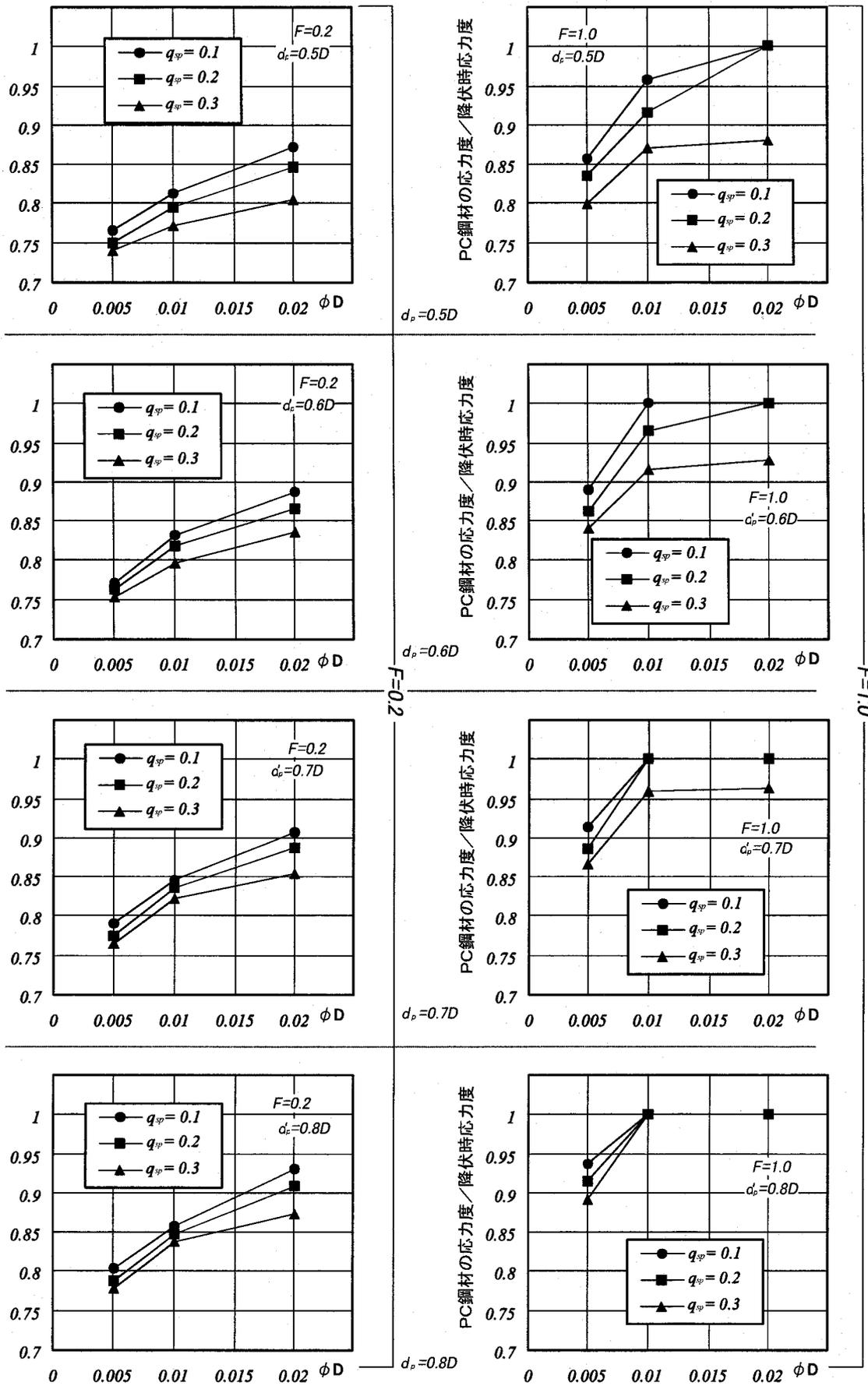


図4.3-7 PC鋼材の応力度と ϕD 値の関係

鋼材応力度は F の値とおおむね線形関係を有しており、この関係は、 q_{sp} 、 d_{pl} 、 ϕD の値が異なる場合についても同様であることがわかる。図 4.3-7 は、 ϕD 値が変化する場合の PC 鋼材の応力度について検討したものであり、PC 鋼材の応力度は降伏時応力度で除した値で示している。同図によれば、PC 鋼材が降伏して比の値が 1 になる場合は検討の対象とならないため、これを無視すれば、PC 鋼材応力度は ϕD の値とも、おおむね線形関係を有しており、この関係は、 q_{sp} 、 d_{pl} 、 F の値が異なる場合についても同様であることがわかる。従って (4.3-3) 式のように、 $\Delta \varepsilon_{pc}$ を F 、 ϕD に正比例する関数と表す事は妥当であると判断できる。

次に、 $F=0.2$ で、 ϕD を 1/200、1/100、1/50 とした場合に解析で求まる $\Delta \varepsilon_{pc}$ の値、およびそれら F 、 ϕD の値を (4.3-1) 式に代入して求まる $f(d_{pl}, q_{sp})$ を d_{pl} を横軸にしてプロットしたものが図 4.3-8 である。同図より、何れの場合でも $f(d_{pl}, q_{sp})$ の値は、 d_{pl} が大きくなるほど大きく、 $f(d_{pl}, q_{sp}) - d_{pl}$ は線形関係を有していることが分かる。また、 q_{sp} が小さいほど $f(d_{pl}, q_{sp})$ は大きな値を示しており、 $f(d_{pl}, q_{sp}) - d_{pl}$ 関係の傾きは q_{sp} の値によらずほぼ一定であるとみなすと、関数 $f(d_{pl}, q_{sp})$ は以下の (4.3-4) 式で表すことができる。

$$f(d_{pl}, q_{sp}) = 0.55(d_{pl} - q_{sp}) \quad \dots\dots (4.3-4)$$

図 4.3-8 には、同式により算定される $f(d_{pl}, q_{sp})$ の値を太実線で表している。解析により求まる $f(d_{pl}, q_{sp})$ と (4.3-4) 式に求まる値を比較すると、 $\phi D = 1/50$ のケースにおいては、式の値と解析値は比較的良好な一致をみるが、 $\phi D = 1/100$ 、 $1/200$ の場合には、式の値は解析値を下回る傾向がある。これは、(4.3-4) 式が F 、 ϕD と $f(d_{pl}, q_{sp})$ の積で表されていることから、 ϕD が大きい値での誤差を小さくする事が式の精度を向上させるとの考えによるものである。

図 4.3-9 は、 F を 0.6 と 0.8 とした場合の解析値と (4.3-4) 式で計算される値 (図中の太線) との比較である。 ϕD が大きい場合、式による値は解析値を大幅に越える値となっているが、これは PC 鋼材が降伏している領域にあたり、解析値が一定値となっているためである。(4.3-4) 式で評価されるひずみ増分が PC 鋼材の降伏に必要なひずみ増分以上であっても、当然 PC 鋼材応力度は降伏時応力度を越えることはないため、この領域での式の精度は問題とはならない。その他の場合については、同式は解析値を概ねよく表しており、(4.3-4) 式が妥当であることがわかる。

以上より PC 鋼材のひずみ増分 ($\Delta \varepsilon_{pc}$) を算定する式は (4.3-3) 式に (4.3-4) 式を代入することにより求まり (4.3-5) 式ようになる。従って PC 鋼材応力度を求める式は (4.3-5)、(4.3-6) 式で表すことがで

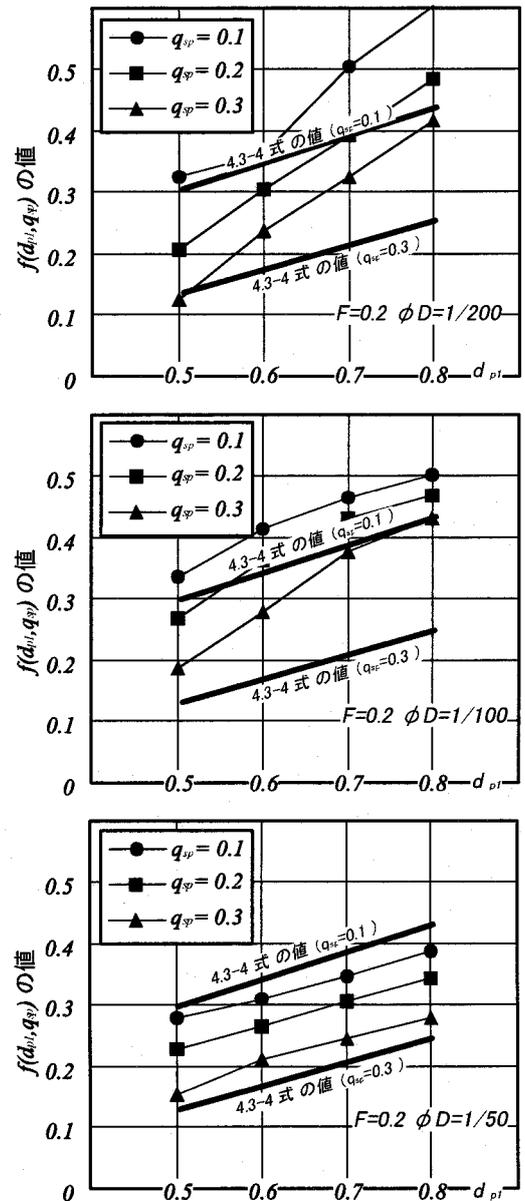


図4.3-8 $f(d_{pl}, q_{sp})$ の値 ($F=0.2$)

きる。

$$\begin{aligned} \Delta \varepsilon_{pc} &= 0.55 \cdot (d_{pl} - q_{sp}) \cdot F \cdot \phi D \\ \therefore \varepsilon_{pc} &= 0.55 \cdot (d_{pl} - q_{sp}) \cdot F \cdot \phi D + \varepsilon_{ori} \end{aligned} \quad \dots\dots (4.3-5)$$

ここで、 ε_{ori} は PC 鋼材の初期ひずみ

$$\sigma_{pc} = \begin{cases} E_{pc1} \cdot \varepsilon_{pc} & \dots (\varepsilon_{pc} \leq \varepsilon_{py}) \\ \sigma_{py} & \dots (\varepsilon_{pc} > \varepsilon_{py}) \end{cases} \quad \dots\dots (4.3-6)$$

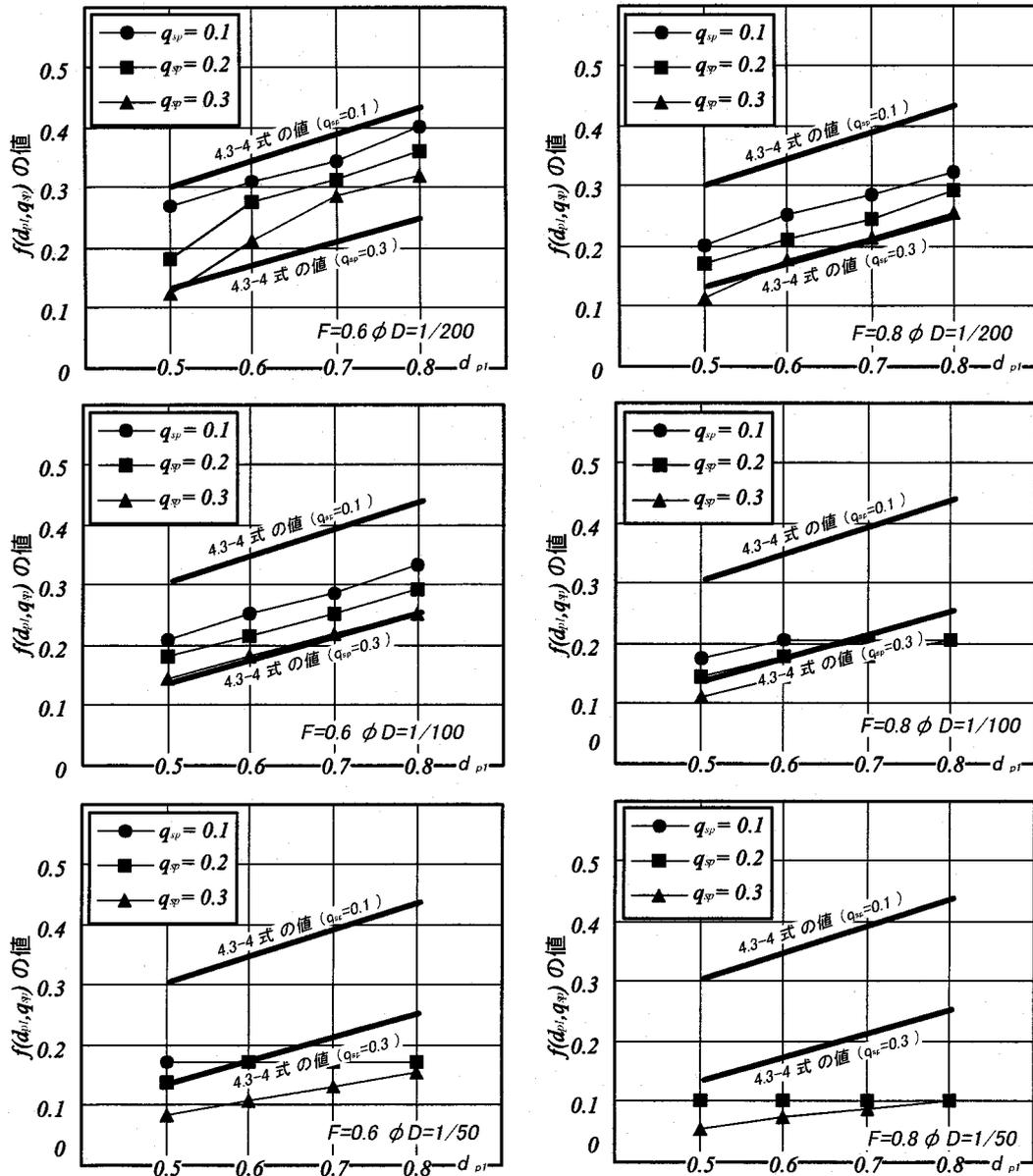


図4.3-9 $F=0.6, 0.8$ の場合の解析による $f(d_{pl}, q_{sp})$ と(4.3-4)式により求まる値の比較

4.3.4 提案式により求まる PC 鋼材応力

図 4.3.10 に (4.3-5)、(4.3-6) 式を用いて得られる PC 鋼材応力度と、 d_{pl} および q_{sp} の関係を示した例を示す。初期ひずみ (ϵ_{ori}) 等の条件は 3.2.2 項で解析対象とした断面のものを用い、 $F=0.2$ と $F=0.6$ 、 $\phi D=1/100$ として求めている。同図中に、3.2.2 項での解析条件の場合の PC 鋼材の応力度を求めたラインを併記する。これらの値を解析時に得られた値と比較したものが表 4.3-1 である。おおむね良好な結果であると判断する。

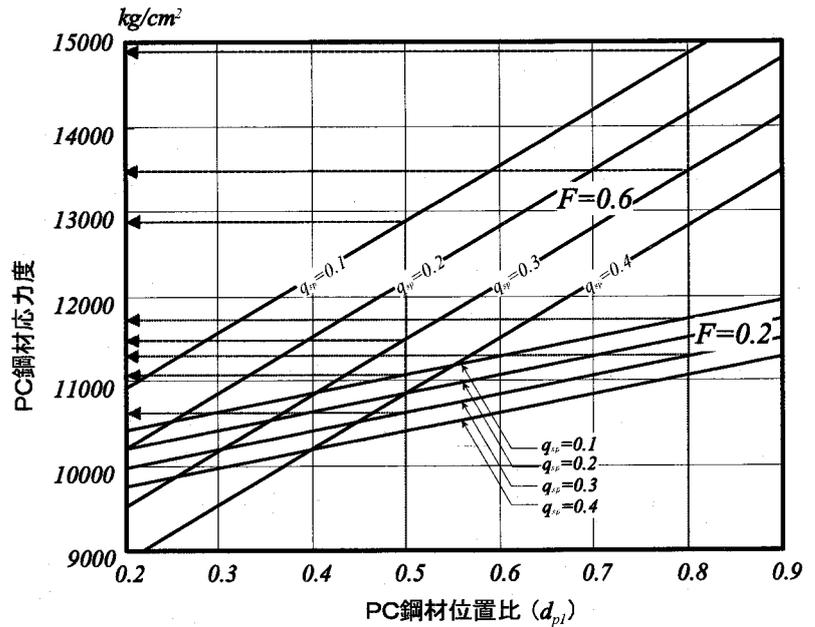


図4.3.10 (4.3-5)式で求まるPC鋼材応力度の算例($\phi D=1/100$)

表4.3-1 解析値と(4.3-6)式によるPC鋼材応力度の比較

F	d_{pl}	q_{sp}	(a)解析値	(b) (4.3-6)式	(b)/(a)
0.2	0.5	0.1	11500	11080	0.96
	0.5	0.3	10980	10640	0.97
	0.8	0.1	12500	11740	0.94
	0.8	0.3	12100	11300	0.93
0.6	0.5	0.1	13100	12840	0.98
	0.5	0.3	12300	11520	0.94
	0.8	0.1	14500	14820	1.02
	0.8	0.3	13700	13500	0.99

4.4 終局曲げ耐力算定式の提案

本項では、部材の変形量を考慮した終局曲げ耐力算定式を提案する。提案する算定式は、「建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)」で提案されている式を準用し、同式の PC 鋼材の応力度に関する項を変更することを基本とした。

$$M_u = a_p \sigma_{pc} d_p + a_t \sigma_y d - a_c \sigma_y d_c - (a_p \sigma_{pc} + a_t \sigma_y - a_c \sigma_y) \cdot k_2 x_n \quad \dots\dots\dots (4.4-1)$$

記号

- a_p, a_t, a_c : 引張側 PC 鋼材、引張鉄筋および圧縮鉄筋の断面積
- b, D : 梁幅および梁せい
- d_p, d, d_c : 引張側 PC 鋼材、引張鉄筋および圧縮鉄筋の重心位置から梁断面の圧縮縁までの距離
- x_n : 圧縮縁から中立軸位置までの距離、 $x_n = (q_{sp}' / k_1 k_3) D$
- q_{sp}' : σ_{py} の代わりに(4.3-6)式で求まる σ_{pc} の値を用いて計算する値
 $q_{sp}' = (a_p \sigma_{pc} + a_t \sigma_y - a_c \sigma_y) / (b D F_c)$
- σ_{pc}, σ_y : PC 鋼材の応力度(4.3-8)式、および引張(圧縮)鉄筋の降伏強度
- F_c : コンクリートの圧縮強度
- k_1, k_3, k_2 : 曲げ圧縮部コンクリートのストレスブロック係数 ($k_1 k_3 = 0.83, k_2 = 0.42$)

$$\sigma_{pc} = \begin{cases} E_{pc1} \cdot \varepsilon_{pc} & \cdots (\varepsilon_{pc} \leq \varepsilon_{py}) \\ \sigma_{py} & \cdots (\varepsilon_{pc} > \varepsilon_{py}) \end{cases} \quad \dots\dots\dots (4.4-2)$$

$$\varepsilon_{pc} = 0.55 \cdot (d_{p1} - q_{sp}) \cdot F \cdot R + \varepsilon_{ori}$$

- ここで、 d_{p1} : PC 鋼材位置比 (d_p/D)
 q_{sp} : 鉄筋鋼材係数
 F : PC 鋼材—グラウト間の付着係数
 R : 部材角 ($R=l_{eq} \times \phi$ で計算できるものとし、 l_{eq} は等価塑性ヒンジ長さで $0.75D$ とする)
 ε_{ori} : PC 鋼材の初期ひずみで 初期導入力 \times 有効率 / PC 鋼材のヤング係数 ($=E_{pc1}$)

4.5 提案算定式の検討

提案式 ((4.4-1)、(4.4-2) 式) と既存の曲げ耐力式 (「建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)」の略算式) により計算される値の比を、PC 鋼材位置 (d_{p1}) と鉄筋鋼材係数 (q_{sp}) をパラメータとして示したものが図 4.5-1 である。同図は、3.2.2 項の算例に用いた断面 (図 3.2.2) で引張鉄筋比 (=圧縮鉄筋比) を 0.5%、初期導入力を PC 鋼材降伏時応力の 50% で計算するとして検討した $R=1/100$ 時の結果である。

基本的には、PC 鋼材量が多く (q_{sp} が大きい)、 F 値が小さく、PC 鋼材位置が圧縮縁に近い程、耐力比は小さく、即ち提案式と既存式との差が大きくなる傾向がある。ただし、 F 値が小さい場合は PC 鋼材位置の影響は小さくなる。例えば、 d_{p1} が 0.5 と 0.8 の場合を ($F=0.8$ 、 $q_{sp}=0.09$) で比較すると、前者 (Line-a) では 0.88、後者 (Line-b) では 1.0 と、12% の差がある。これに対し、同じく

($F=0.2$ 、 $q_{sp}=0.09$) の値を比較すると、前者 (Line-c) で 0.81、後者 (Line-d) で 0.79 とその差は 2% である。

F 値の大きさは、使用する鋼材種、グラウト強度等により異なる値となることは明白であるが、定量的な判断ができるまでには至っていない。今後、実験的、解析的な研究成果の蓄積により次第に明らかになるも

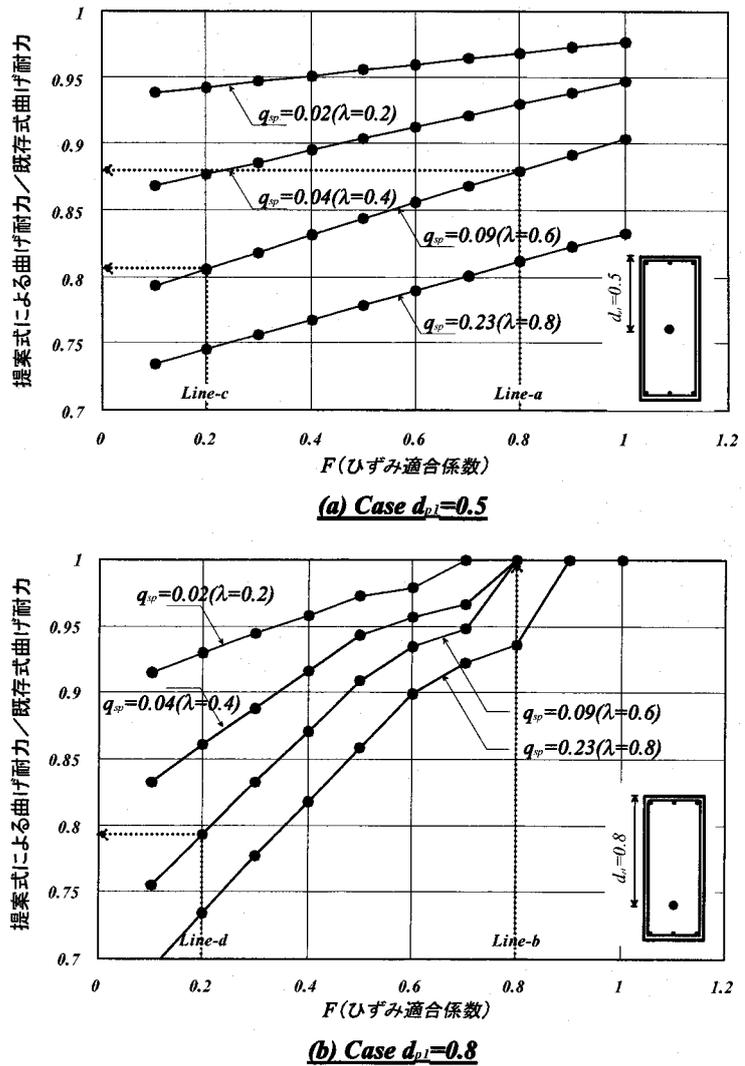


図4.5-1 提案算定式による曲げ耐力と既存式(「建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)」による曲げ耐力)の比較($R=1/100$ 時)

のと思われる。

4.6 結論

- 1) 既存の終局曲げ耐力式 (4.2-1~4.2-3) 式について、部材の変形を考慮する場合の精度について既存の実験結果を用いて検討した。既存の終局曲げ耐力式による値は、実験で得られる最大曲げ耐力、および部材角 (R) =1/50 時の曲げ耐力と良く一致するが、 $R=1/100$ 時の曲げ耐力を平均で 15%程度過大評価した (図 4.2-1~図 4.2-3)。
- 2) PC 鋼材の応力度に及ぼす、断面回転角 (ϕ)、鉄筋鋼材係数 (q_{sp})、PC 鋼材位置 (d_p)、ひずみ適合係数 (F) の影響を断面解析を用いて検討し、これらの値を変数とする PC 鋼材応力度算定式を誘導した ((4.3-5、4.3-6) 式)。
- 3) 誘導した PC 鋼材応力度算定式を用いて PC 梁断面の終局曲げ耐力算定式を提案した ((4.4-1、4.4-2) 式)。
- 4) 提案算定式により求まる曲げ耐力を、「建築耐震設計における保有耐力と変形能 (1990)」で提案されている算定式と比較した (図 4.5-1)。

[参考文献]

- 4-1) 日本建築学会：プレストレストコンクリート構造設計・施工規準、1993
- 4-2) 日本建築学会：プレストレスト鉄筋コンクリート (Ⅲ種 PC) 構造設計・施工指針
- 4-3) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能、1990
- 4-4) 日本建築学会 終局限界変形・変位小委員会：コンクリート構造 (PC,PRC) 部材の靱性設計手法と耐震架構への応用、終局限界変形・変位小委員会報告書、1997.9
- 4-5) 鈴木 計夫、中塚 侑、岡田 充弘、榎本 秀文：繰り返しを受ける高靱性 PC 梁の曲げモーメント曲率関係についての解析的研究、日本建築学会近畿支部研究報告集、pp.153-156、1979
- 4-6) 足立 将人、西山 峰広：アンボンド PC 部材の曲げ終局耐力に関する研究、日本建築学会大会梗概集、C-2、pp.1996-1997

第5章 PC梁部材の曲げ挙動とそのモデル化

5.1 序論

建物の地震時挙動を検討する一手法として、建物の耐震要素を個々の線材要素に置換し、このモデルを応答解析するフレーム応答解析が有用であることは周知の事実である。耐震要素の線材置換の手法としては様々なものが存在するが、一般的には中央材を弾性体としその両端に塑性バネを有するいわゆる「材端バネモデル」を用いる事が多い。この場合の塑性バネの履歴モデルとして、鉄筋コンクリート（以下RCと略記）梁・柱部材ではTAKEDAモデルが標準的モデルとして認知され、用いられている。これに対し、プレストレストコンクリート（以下PCと略記：広義の意味でプレストレスト鉄筋コンクリート（PRC）を含む）では標準的なモデルは存在せず、研究レベルでは、鈴木・中塚⁵⁻¹⁾、深野⁵⁻²⁾、西山⁵⁻³⁾、浜原⁵⁻⁴⁾、岡本⁵⁻⁵⁾、塩原⁵⁻⁶⁾等がそれぞれの提案を行っている。このうち鈴木、中塚等の提案は、断面内のひずみ分布を基にコンクリートおよび鉄筋の応力を算定することにより梁断面の履歴を予測する手法であり⁵⁻¹⁾、PC鋼材量等、プレストレス関連諸量が原因で多様な形状となるPC梁断面の履歴を理論的に求めることができる特長を有している。しかしながら、同履歴モデルは主筋の応力度-ひずみ度（以下S-Sと略記）関係を完全弾塑性と仮定して導かれているため、同手法により得られる履歴形状は実験等により得られる部材の履歴形状と大きく異なる箇所が存在する。主筋のS-S関係は圧縮・引張の繰り返し荷重を受けるためBauschinger効果⁵⁻⁷⁾により剛性が低下する（図5.1-1）。その結果、履歴形状は主筋のS-S関係を完全弾塑性と仮定したものとは異なる。また、同手法では図5.1-2に示されるように、剛性が変化する特性点として5つの点を設定しており、このことは応答解析等に用いる部材の履歴モデルとして適用するにはその履歴則が極めて複雑になる欠点となる（RC部材の履歴モデルであるTakedaモデルは特性点は2つ、同じくTakedaモデルで主筋の付着劣化を表現するTakeda-Slipモデルでは3つ）。従って、同モデルを使った解析に共することのできる履歴モデルは未だ発表されていない。

本章では、鈴木・中塚等の提案するPRC梁断面の履歴モデルに対し、主筋のBauschinger効果の考慮した場合の修正を行い、更に特性点の省略により応答解析に用いることができる履歴モデルを開発する。

5.2 鈴木・中塚等が提案するPRC梁履歴モデル

図5.2-1に文献5-1で提案されているPRC（PC）梁断面の履歴算定法について概略を示す（詳細な計算式については付録1-5-1参照）。本算定法の特徴は、コンクリート-PC鋼材間の付着が完全に無いと仮定（即ち、PC鋼材の応力を導入力と等値な軸力と見なす）し、平面保持を仮定した上で、主筋の降伏、断面曲率（ ϕ ）=0等の特性点に対するモーメント、剛性を算定することにより求められる。

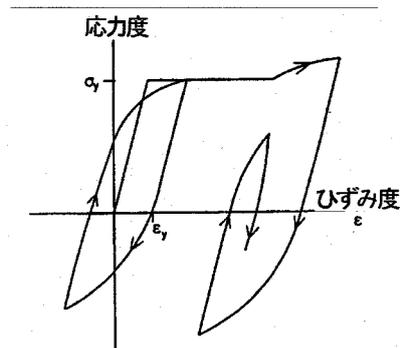


図5.1-1 繰り返し荷重を受ける鉄筋の応力度-ひずみ度関係^[5-7]

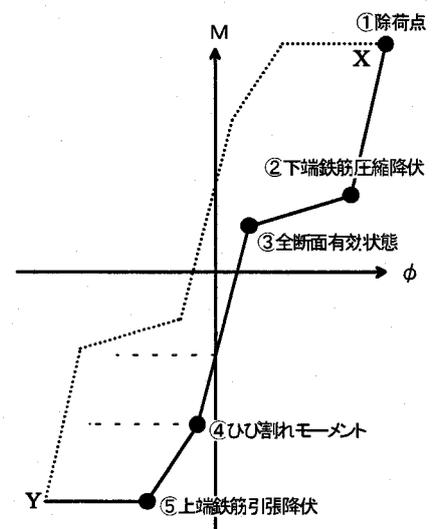


図5.1-2 鈴木・中塚等の提案する履歴モデル（概略図）^[5-1]

記号	意味	記号	意味
D	梁せい	ϵ_{su}	上端鉄筋ひずみ
d1	$d1=D-d$	ϵ_{sb}	下端鉄筋ひずみ
d	梁の有効せい	ϵ_{sy}	鉄筋降伏ひずみ
b	梁幅	E_s	鉄筋のヤング係数
As	鉄筋の断面積	E_c	コンクリートの平均ヤング係数
Xn	中立軸深さ	E_l	コンクリートの初期ヤング係数
Pb	PC鋼棒合力	E_{ef}	繰り返し圧縮による低下を考慮したコンクリートのヤング係数
Csu	上端鉄筋合力	M	モーメント
Cc	コンクリート合力	K	剛性
Csb	下端鉄筋合力	k	コンクリートのストレスブロック係数
Csy	鉄筋降伏合力	ϕ	曲率
ϵ_c	コンクリートの圧縮ひずみ		

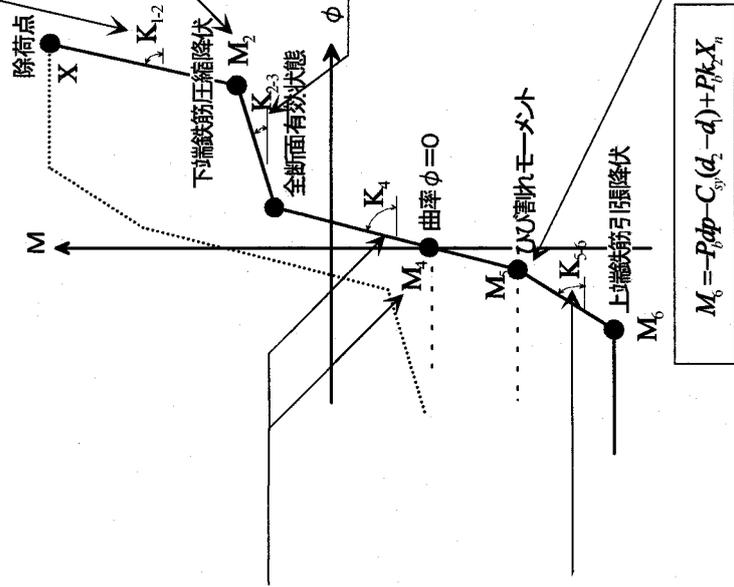
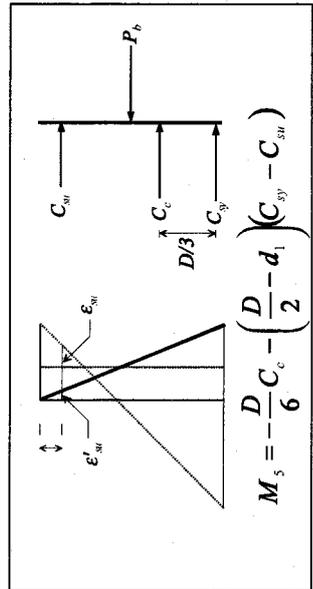
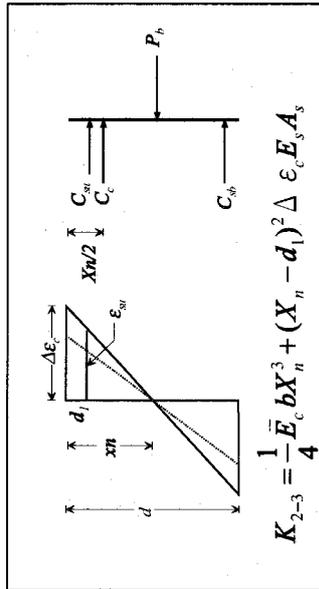
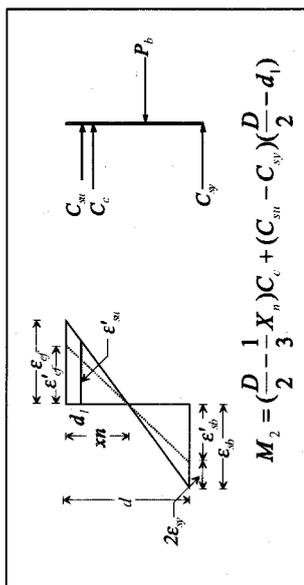
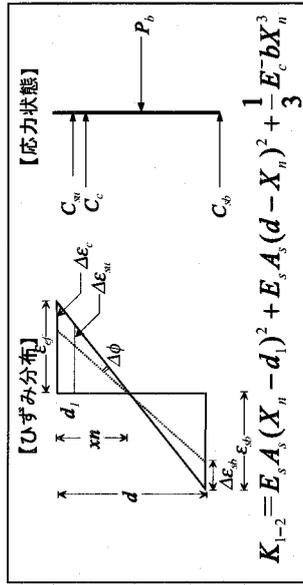
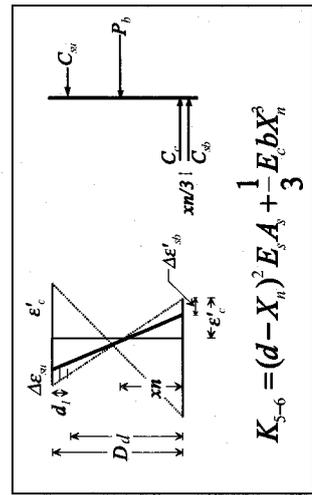
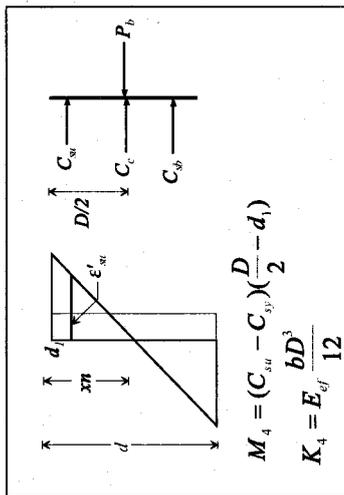


図5.2-1 鈴木・中塚等の提案する履歴モデル算定式 [5-1]

5.3 検討の基本方針

本章では、比較的PC的性質が強い断面、即ち $\lambda (=T_{py}/(T_{py}+T_y))$: T_{py} はPC鋼材の降伏時応力、 T_y は引張鉄筋の降伏時応力 ≥ 0.5 で、かつ、引張鉄筋降伏後の履歴を対象とする(λ が0.5以下の断面ではRC的性質が強く現れることから、基本的にはRC部材の履歴モデル、例えばTakedaモデル等を用いることができると考えている)。

履歴の包絡線は、ひび割れ点、鉄筋降伏点を折点とするトリリニアモデルとし、正側(負側)第三勾配上の点(図5.3-1中のX点)から負側(正側)第三勾配上の点(同Y点)へ向かう履歴を4つの特性点により、即ち3折れ線により構成する(図5.3-1の太実線)。文献5-1では、同履歴を4折れ線により構成しているが、モデル作成上の困難さと、実用性を考えて、図5.3-1中の④(ひび割れモーメント点)を除き、曲率 $\phi=0$ 時のラインの延長上に⑥(上端鉄筋引張降伏点)が存在するとした3折れ線で構成する。以上の点を基本として検討を行う。

主筋のBauschinger効果を考慮するために、主筋のS-S関係にBauschinger効果を考慮した値を用いて断面解析を行い、図5.3-1の主筋降伏時として定義される特性点、即ち、②下端鉄筋圧縮降伏点、④上端鉄筋引張降伏点でのモーメントを修正する。

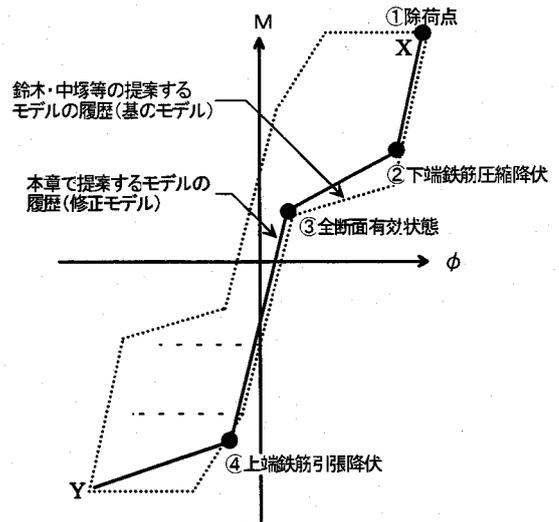


図5.3-1 提案する履歴モデル(概略図)

5.4 主筋のBauschinger効果を考慮するための修正

5.4.1 解析条件と仮定

解析対象とした断面は図5.4-1に示すものであり、解析は断面をせい方向に100分割したファイバーモデルにより行った。PC鋼材、普通鉄筋、コンクリートのそれぞれのS-S関係は図5.4-2に示すもの^{5,8,9,5,10}とした。鉄筋のS-S関係にはRamberg-Osgoodモデルを用いており、Bauschinger効果を考慮している。解析パラメータには鉄筋鋼材係数 ($q_{sp} = (T_{py}+T_y-C_y) /$

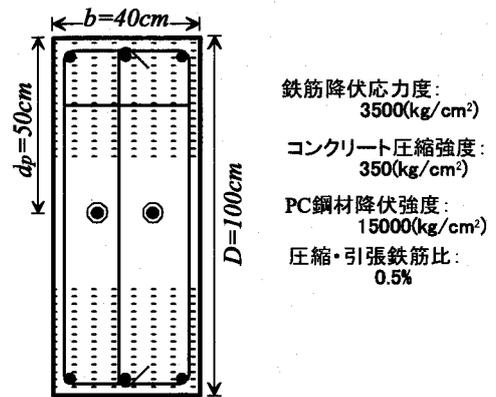


図 5.4-1 解析対象断面

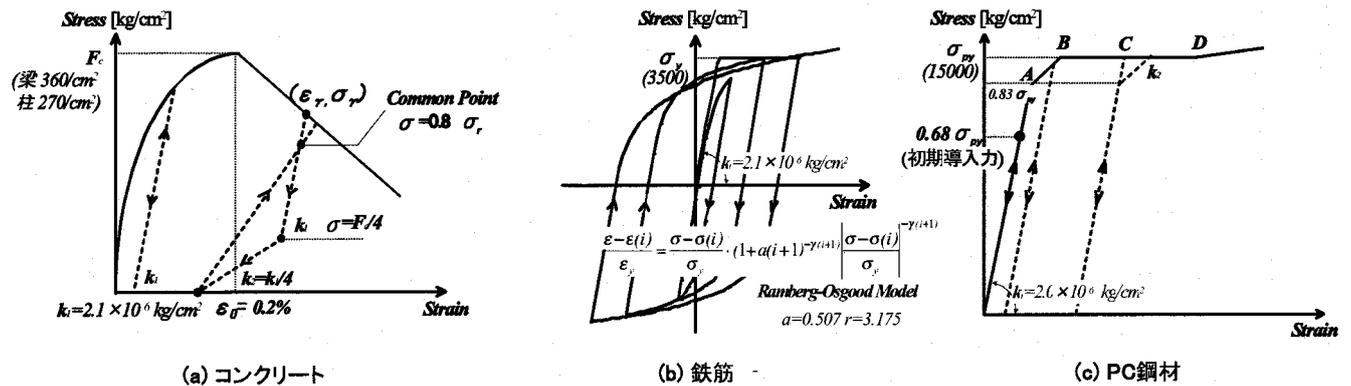


図5.4-2 解析で用いる材料の応力度-ひずみ度関係

(bDF_c) : C_y は圧縮鉄筋降伏時応力、 b, D は断面幅とせい、 F_c はコンクリート圧縮強度： $0.1 \leq q_{sp} \leq 0.30$ と鉄筋比 ($P_t = P_c$) を用いた。解析モデル一覧と各モデルの終局プレストレス率 (λ) を表5.4-1に示す。本解析では複筋比 (γ) = 1.0としていることから、 q_{sp} は $T_{py}/(bDF_c)$ となり、PC鋼材量を直接表すパラメータとみなせる (詳しくは第一部・第3章 (3.2-1) 式参照)。

表5.4-1 解析モデル一覧と終局プレストレス率 (λ)

		鉄筋鋼材係数 (q_{sp})			
		0.15	0.2	0.25	0.3
鉄筋比 ($P_t = P_c$)	0.50%	0.76	0.80	0.84	0.86
	1.00%	0.61	0.67	0.72	0.76
[共通] $b \times D = 40 \times 100$ [cm] 主筋降伏強度 (σ_y) = 3500kg/cm ² PC鋼材降伏強度 (σ_{py}) = 15000kg/cm ² コンクリート圧縮強度 (F_c) = 350kg/cm ²					

5.4.2 解析結果

図5.4-3は、(a)では鈴木・中塚等の提案する履歴 (太点線) と解析により得られる $M-\phi D$ 関係を比較、また (b) では解析による P (主筋応力) - ϕD 関係を調べた一例である。鈴木・中塚等の提案する履歴は、主筋の $S-S$ 関係を完全弾塑性とした解析値 (細実線) と非常に良い一致をみるが、主筋の Bauschinger 効果を考慮した解析値 (太実線) とは a 点と b 点の位置で大きく異なることがわかる。a 点は下端筋が圧縮降伏することにより剛性が変化する点であるが、図5.4-3 (b) の鉄筋応力 (P) と ϕD 関係を示す図より、Bauschinger 効果を考慮すると、下端筋の剛性が a 点以前の ϕ から徐々に低下しており、その結果 $M-\phi D$ 関係において形状の違いが発生していることがわかる。そこで、剛性が変化する特性点として、上端筋が圧縮降伏する a 点とするのではなく、Bauschinger 効果を考慮する場合の $P-\phi D$ 関係が、鉄筋の履歴形状を完全弾塑性とした場合の $P-\phi D$ 関係と乖離し始める点、即ち図5.4-3中の a' 点と変更することが適当と判断した。a' 点時のモーメントは、a 点時のモーメントを計算する式の下端筋の項を変更することで計算できるとし、その値について検討したものが図5.4-4である。同図より、いずれの q_{sp} の場合でも a' 点での上端筋の応力はおおよそ $0.5 \sigma_y$ とすればよいことがわかった ((5.4-1) 式)。また、鉄筋比 P_t 、 P_c を 0.25%、1.0% と変化させた場合についてもほぼ同様の結果が得られた。

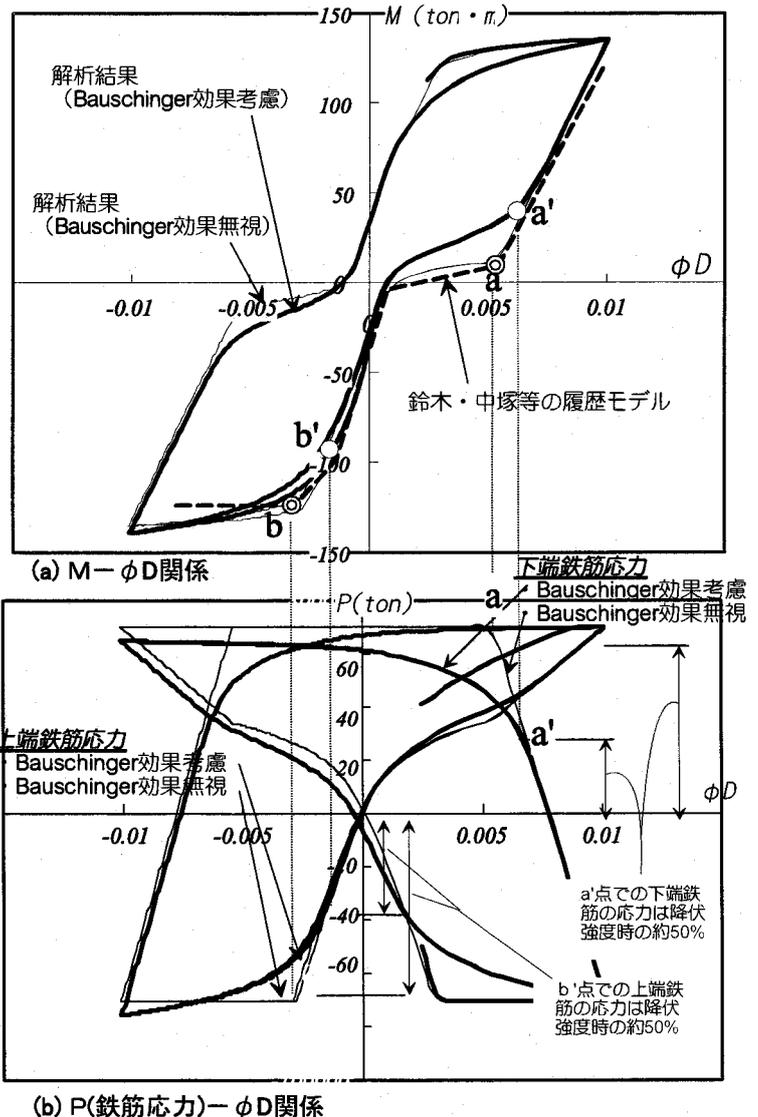


図5.4-3 主筋のBauschinger効果を考慮した断面解析結果と原断面履歴の比較

同図より、いずれの q_{sp} の場合でも a' 点での上端筋の応力はおおよそ $0.5 \sigma_y$ とすればよいことがわかった ((5.4-1) 式)。また、鉄筋比 P_t 、 P_c を 0.25%、1.0% と変化させた場合についてもほぼ同様の結果が得られた。

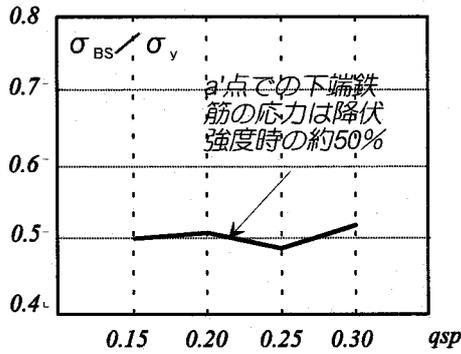


図5.4.4 σ_{us} (下端鉄筋応力)- q_{sp} 関係

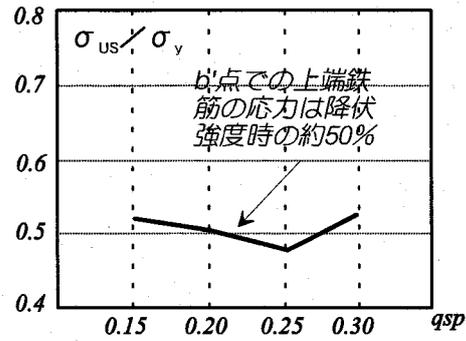


図5.4.5 σ_{us} (上端鉄筋応力)- q_{sp} 関係

b点は上端筋が引張降伏することにより剛性が変化する点であるが、a点の場合と同じ理由でb点以前のφから剛性が変化している。そこで、b点をb'点に変更することとした。b'点時のモーメントは、b点時のモーメントを計算する式の上端筋の項を変更することで計算できるとし、その値を調べたものが図5.4-5である。同図より、いずれの q_{sp} の場合でもb'点での上端筋の応力はおおよそ $0.5\delta_y$ とすればよいことがわかった。また、鉄筋比 P_t 、 P_c を0.25%、1.0%と変化させた場合についてもほぼ同様の結果が得られた。

$$M = \frac{2}{3}X_n C_c + (C_{su} - C_{sy})\left(\frac{D}{2} - d_1\right) \rightarrow M = \frac{2}{3}X_n C_c + \left(C_{su} - \frac{1}{2}C_{sy}\right)\left(\frac{D}{2} - d_1\right) \quad \dots\dots (5.4-1)$$

$$M = -P_b d_p - C_{sy}(d_2 - d_1) + C_{sy} k_2 X_n \rightarrow M = -P_b d_p - C_{sy}\left(\frac{1}{2}d_2 - d_1\right) + \left(P_b - \frac{1}{2}C_{sy}\right)k_2 X_n \quad \dots\dots (5.4-2)$$

記号については、図5.2-1参照。

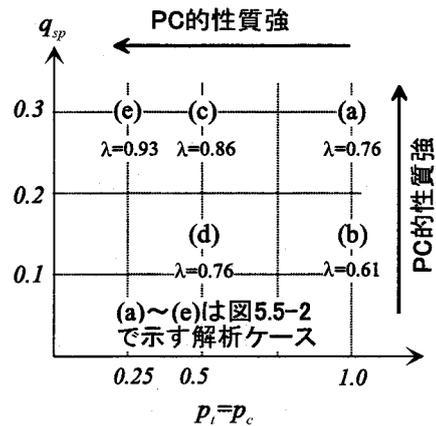
以上、a、b点のモーメント算定について修正を行い(5.4-1)、(5.4-2)式)、更に「5.3 検討の基本方針」で述べたように、図5.3-1中の⑤(ひび割れモーメント点)を除き、曲率φ=0時のラインの延長上に⑥(上端鉄筋引張降伏点)が存在するとした3折れ線で構成するように修正した履歴モデルをPC断面の履歴モデルとして提案する。

5.5 提案履歴モデルの検討

5.5.1 断面解析結果との比較

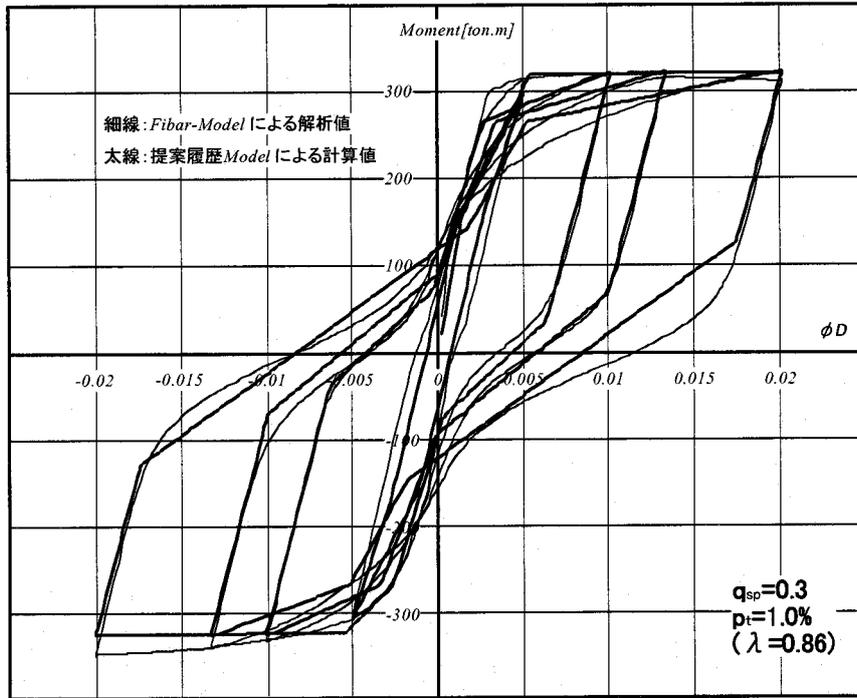
図5.5-1に示すPC鋼材量、鉄筋量を持つ5つのケースの断面について、提案履歴モデルが描くM-φD関係と、ファイバーモデルによる断面解析結果のそれとを比較したものが図5.5-2(a)~(e)である。

同図よりいずれのケースにおいても、提案履歴モデルは概ね断面解析結果得られる形をよく捉えていることがわかる。以下に、両者で大きな違いがみられる箇所について記述しておく。

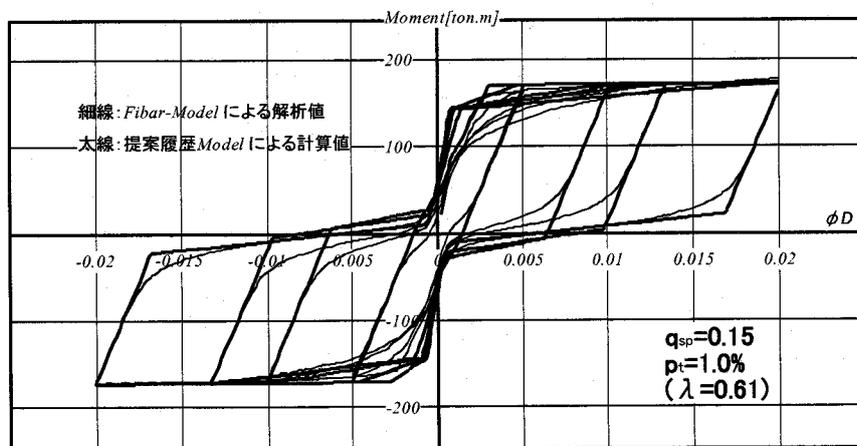


[断面]
 $b \times D = 40 \times 100$ [cm]
 主筋降伏強度 (σ_y) = 3500kg/cm²
 PC鋼材降伏強度 (σ_{py}) = 15000kg/cm²
 コンクリート圧縮強度 (F_c) = 350kg/cm²

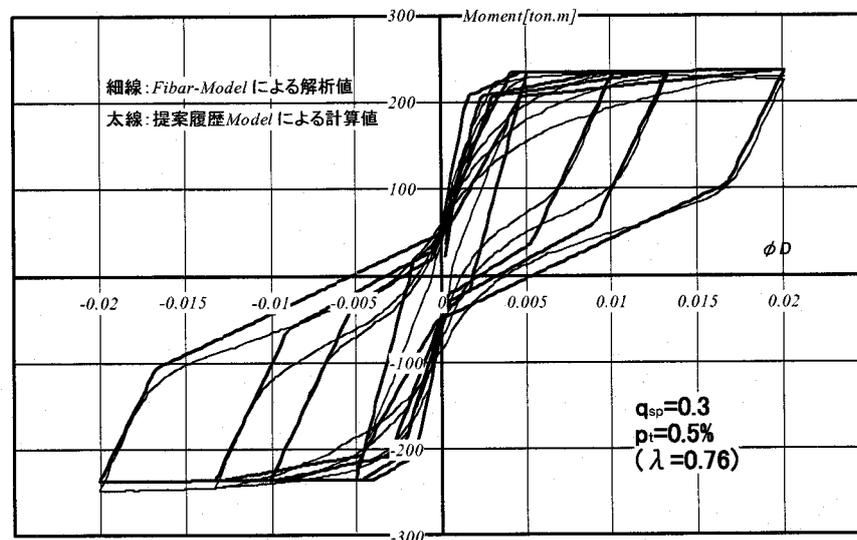
図5.5-1 提案履歴モデルと断面解析の比較を行ったケース一覧と終局プレストレス率(λ)



(a) $q_{sp}=0.3, p_i=p_c=1.0\%$ ($\lambda=0.86$)

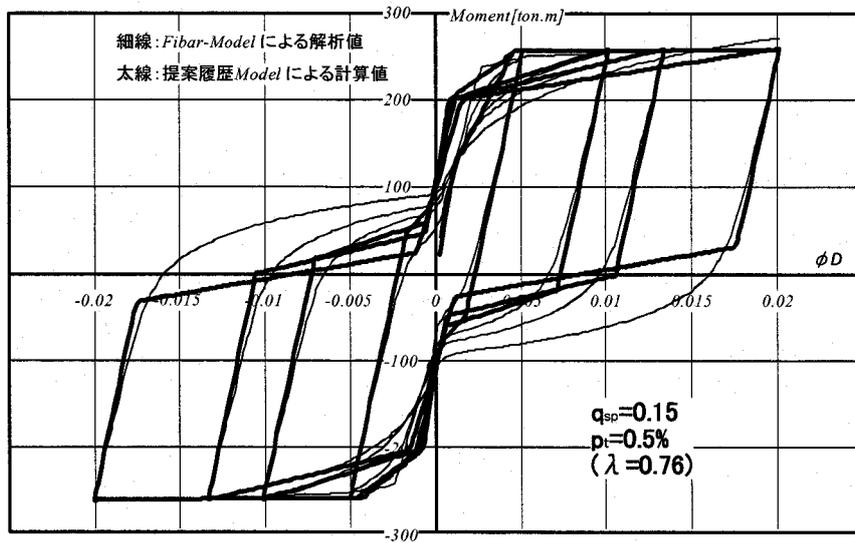


(b) $q_{sp}=0.3, p_i=p_c=1.0\%$ ($\lambda=0.61$)

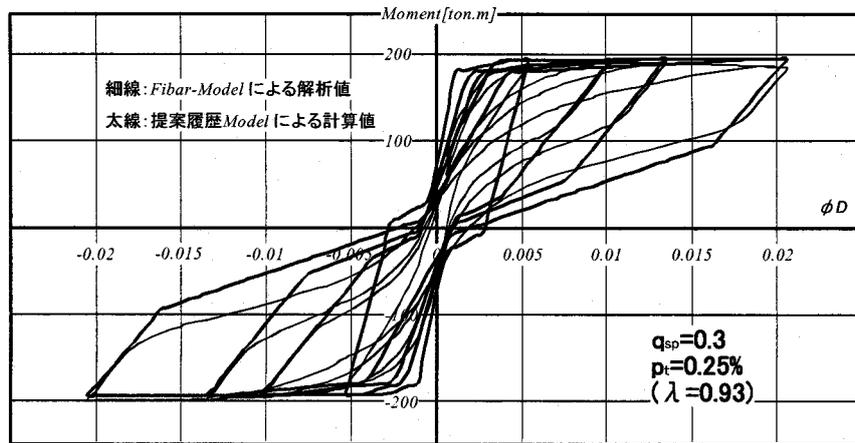


(c) $q_{sp}=0.3, p_i=p_c=0.5\%$ ($\lambda=0.86$)

図5.5-2 提案履歴モデルとファイバーモデル解析結果との比較



(d) $q_{sp}=0.15, p_i=p_c=0.5\%$ ($\lambda=0.76$)



(e) $q_{sp}=0.3, p_i=p_c=0.25\%$ ($\lambda=0.93$)

図5.5-2 提案履歴モデルとファイバーモデル解析結果との比較

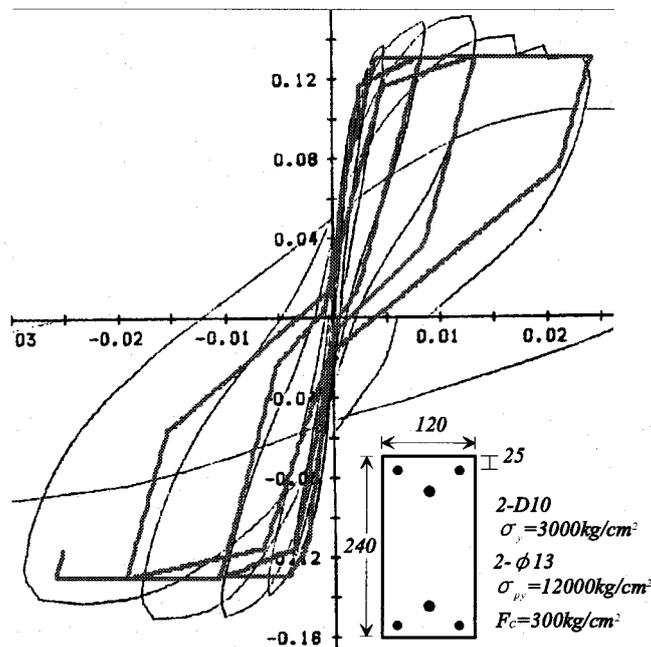


図5.5-3 提案履歴モデルと実験結果との比較⁵⁻¹¹⁾

・(d)のケースでは、 $\phi D=1/50$ 時点から原点方向への反転時に、下端鉄筋降伏時モーメントが断面解析の値より大きく判定さる。

・(e)のケースでは、 $\phi D=1/100$ 以下の状態から原点方向へ反転する場合に、下端鉄筋降伏時モーメントが断面解析の値より小さく判定される。

・(e)のケースでは、 $\phi D=1/200$ 時点から原点方向への反転時に、剛性が高く評価される。

5.5-2 実験結果との比較

図5.5-5は、文献5-11で示される実験結果と提案履歴モデルを比較したものである。提案履歴モデルの曲率(ϕ)に対し、等価塑性ヒンジ長さ(l_{eq}) $0.75D$ (D :は断面せい) を乗じた値をヒンジ部での回転角(θ)とし、実験の部材角(R)に対応させている。提案履歴モデルは耐力を過小評価するものの、剛性等、実験により得られる履歴の形状の特長をよく捉えている。

5.6 結論

鈴木・中塚等の研究で提案されているPRC(PC)梁断面履歴モデルに対し、主筋のBauschinger効果を考慮する修正、および同モデルで提案されている剛性の変化する特性点5つのうち1つを省略し、応答解析に用いることのできるPC梁断面履歴モデルとして提案を行った。修正の要点は、主筋降伏により剛性が変化すると定義した点に対して、Bauschinger効果により、主筋ひずみの戻り時の剛性の低下を考慮することである。具体的な修正点は以下の通り。

1) 下端鉄筋降伏時のモーメントについて：下端鉄筋の応力度を降伏時応力度の0.5倍として求める。

2) 上端鉄筋降伏時のモーメントについて：上刃鉄筋の応力度を降伏時応力度の0.5倍として求める。

提案するPC梁断面履歴モデルは、Bauschinger効果を考慮したファイバーモデルを用いた断面解析のモーメントー曲率関係の形状をよく捉えることが確認できた。また、等価塑性ヒンジの仮定を用いることにより実験結果(モーメントー部材回転角)との比較を行い修正履歴モデルの有意性を示した。

本履歴は、PC鋼材ーコンクリート(グラウト)間の付着程度が極めて低い場合を対象にしており、異形PC鋼棒等が用いられる等、両者間の付着が強固である場合のモデルについては今後の検討課題である。

[参考文献]

- 5-1) 鈴木計夫、中塚 信：アンボンド PRC 梁の履歴曲線とその略算法について、プレストレストコンクリート技術協会研究発表会講演梗概、pp.25-26、昭和 57 年 11 月
- 5-2) 深野 慶：プレストレストコンクリート構造の終局強度型設計法に関する基礎的研究、大阪大学学位請求論文、1996
- 5-3) Nishiyama M. : Seismic Response and Seismic Design of Prestressed Concrete Building Structures, Ph. D. Thesis, Kyoto University, pp.161-179、1983
- 5-4) 浜原昌幸、岡田満：プレストレストコンクリート曲げ部材の復元力特性に関する研究、日本建築学会論文報告集、No.410、pp.63-69、1990
- 5-5) 林三雄、岡本伸、小谷俊介、加藤博人、傅金華：PC 部材の履歴特性と PC 造建物の地震応答性状、プレストレストコンクリート技術協会誌、Vol.34、No.4、pp.357-67、1995
- 5-6) 杉本訓祥、伊藤央、塩原等、小谷俊介：プレストレスト鉄筋コンクリート造部材の履歴復元力特性、コンクリート工学年次論文報告集、Vol19、No.2、pp.31143-1148、1997
- 5-7) 藤井俊二、青山博之他：材料特性より求めた鉄筋コンクリート断面のモーメントー曲率関係、日本建築学会大会学術梗概集、pp.1261-1262、1973.10
- 5-8) コンクリート工学ハンドブック、pp.452-464、1985
- 5-9) 榎本秀文：PRC 梁の履歴性質に関する解析的性質、大阪大学大学院修士論文、pp.60-65、1981
- 5-10) 日本建築学会：コンクリート構造(PC、PRC)部材の靱性設計手法と耐震架構への応用、pp.58-81、1997.9
- 5-11) 蔵田富雄：PRC 梁の履歴曲線とその略算法、大阪大学卒業論文、1978.3

第6章 第一部の結論

第一部では、鉄筋コンクリート (RC) 柱、PC 梁の終局曲げ耐力の算定式の提案、ならびに曲げ靱性確保に必要な横拘束補強筋量算定式の誘導を行った。また、PC 梁断面についてはフレーム応答解析に適用できる履歴モデルの作成を行った。

第1章では、RC柱のコンファインドコンクリートによる曲げ靱性設計に必要な横拘束補強筋量算定式を、解析的および実験的アプローチから検討し、鉄筋鋼材係数、コンクリート強度等の影響を考慮した横拘束補強筋量算定式 (1.5-1) 式を誘導・提案した。同式に対し、実験値を用いた検証をおこない、曲げ破壊が先行する試験体に対し、同式で推定される塑性ヒンジの終局回転角 (θ_u) は、終局部材角実験値 (R_u) をほぼ安全側に評価することを確認した。更に提案式の図化を行い、必要拘束筋量に対する各種要因の影響程度の可視化をおこなった。また、提案式による補強筋量と各種コード、指針等で推奨される量との比較を行った。

第2章では、RC 柱断面の圧縮部コンファインドコンクリートならびに中間主筋の影響を考慮した、簡単で精度のよい RC 柱の終局曲げ耐力算定式 (2.2-8) ~ (2.2-10) 式を誘導した。同算定式は広い範囲の実験結果を、逐次曲げ解析法による場合と同程度の変動係数で、実験値を平均で約 10%程度小さく推定した。

第3章では、PC 梁断面の曲げ解析を行い、必要横拘束補強筋比 (p_s) に及ぼす諸要因、すなわち、鉄筋鋼材係数、コンクリート強度などの材料的要因の影響程度を明らかにし、その結果と既往の実験データとの比較に基づき、PC 梁部材の必要横拘束補強筋量算定式 (3.5-1) 式を誘導した。同算定式で求まる横拘束補強筋量と、PC 構造に関する各種指針等で示される横補強の規定により求まる量との比較を行った。

第4章では、既存の PC 梁部材の終局曲げ耐力式について、部材の変形程度を考慮する場合の算定精度について既往の実験結果を用いて検討した。既存式で算定される曲げ耐力は、実験で得られる最大曲げ耐力、および部材角 (R) = 1/50 時の曲げ耐力を精度良く評価するが、 $R=1/100$ 時の曲げ耐力を平均で 15%程度過大評価し、部材の変形程度を考慮した終局曲げ耐力算定式の必要性を示した。また、PC 梁断面の曲げ解析を行い、PC 鋼材-グラウト間の付着劣化程度、PC 鋼材の配置位置、及び部材の変形量が、PC 梁断面内の PC 鋼材に発生する応力度に及ぼす影響を明らかにし、PC 鋼材応力度算定式を誘導した (4.3-5)、(4.3-6) 式。同式を用いて PC 梁断面の終局曲げ耐力算定式を提案した (4.3-7)、(4.3-8) 式。同算定式により求まる曲げ耐力を、「建築耐震設計における保有耐力と変形能 (1990)」で提案されている算定式の値と比較を行った。

第5章では、鈴木・中塚等の研究で提案されているPRC(PC)梁断面の履歴則に対し、主筋のBauschinger効果を考慮する修正、および特性点 (履歴上で剛性の変化する点) の省略を行い、応答解析に用いることのできるPC梁断面履歴モデルを開発・提案した。提案する履歴モデルは、Bauschinger効果を考慮したファイバーモデルを用いた断面解析のモーメント-曲率関係の形状をよく捉えることが確認できた。また、実験結果との比較を行い修正履歴モデルの有意性を示した。

第6章では、第一部各章での結論をまとめた。

【第二部：1 スパンプレストレストコンクリート骨組構造の耐震性】

第1章 構造的特徴からみた耐震性

1.1 序論

現行のプレストレストコンクリート（以下 PC と略記）構造の耐震設計は、保有耐力に基づく設計に代わるものとして終局強度型の設計法が採用される場合が多い。しかしながら、その基本となる耐震特性については解明すべき点が少なく、未だ確立された設計法とは言い難い。

一方、現在の建築基準法の改正以後約 18 年が経過し、耐震設計に関する研究も進み、さらに 1995 年の兵庫県南部地震を受けて建築基準法の改訂が行われた。その内容は、想定する変形（設計限界等）において所定の耐力を確保することを基本とした性能規定型の設計法へ移行に主眼が置かれている。これに応じて、日本建築学会では日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針（案）・同解説¹⁾を公表している。同案の提案は、変形レベルに応じて建物の保有する耐力および各構造部材の状態が規定されるものであり、設計者の工学的判断が従来以上に要求されるより自由度の高い設計法である。このような設計法への移行を考える場合、様々な点において現行設計法の考え方がその拠り所となることは十分に考えられ、現行設計法により設計された建物の構造的特徴を検討しておくことは非常に重要となる。

PC 構造では、大スパン架構、PC 鋼材の配置という2つの特徴が、建物の特性に大きく影響すると考えられ、耐震性能から見た場合次の点が重要となる。①鉄筋コンクリート（以下 RC と略記）構造に比べ大きい鉛直荷重時応力、プレストレスト導入に伴い発生する不静定応力。これらが設計をどの様に支配しているのか。②PC 鋼材配置に起因する部材曲げ耐力の上昇が、梁のヒンジ形成を前提とした設計を困難にするかとされているが、どのような条件において困難となるのか。③①での問題との関連で、柱の部材曲げ耐力の分布がどのような特徴をもつのか。またその特徴が建物終局時におけるヒンジ発生ヶ所、および崩壊型とどのような関連をもつのか。④PC 部材の高復元力特性、即ちエネルギー吸収能が小さいという特性は、地震時の建物応答にどのような影響をおよぼすのか。これらの問題のうち④については、層、或いは部材の履歴特性を考慮した地震応答解析を行い、PC 建物の応答性状を RC 建物のそれと比較検討した研究がいくつか発表されている^{1-2, 1-3)}。これに対し、①～③の問題に関して検討された研究は皆無であり、またその検討方法についても明確な手法は確立されていない。

本論文は、PC 骨組建物の耐震特性に対する基礎資料を得ることを目的に、現行設計法（建設省告示 1320 号 設計ルート 3-a 型）に準拠して試設計した骨組モデルに対し、設計用応力に関する検討、設計用応力と部材の曲げ耐力の比較による検討、静的弾塑性解析結果等から、上記①～③の問題について考察を試みたものである。

1.2 試設計モデル

1.2.1 設計条件

試設計建物は、5 層（高さ約 20m）、

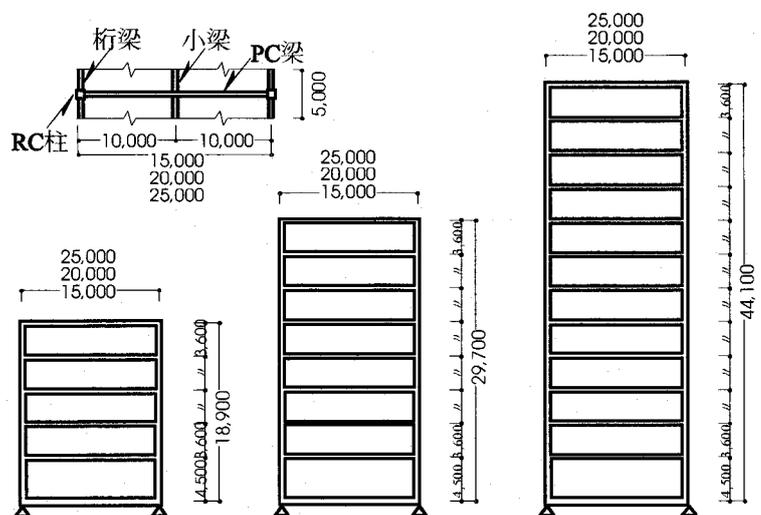


図1.2-1 試設計モデル

8層(約30m)および12層(約45m)

で、柱をRC構造、梁をPC構造とした純フレーム架構の一般事務所ビルとした(図1.2-1参照)。スパン長(L)は、15、20、25mの3種類とした。

表1.2-1に設定したモデル一覧を示す。

ここで単スパンモデルを採用した理由は、単スパン構造がPC構造では特殊

なものではなく、各層が2本の柱と1本の梁から構成される最も単純な構造形式であるため、モデルの柱・梁断面性能の決定及び架構の基本特性の把握が比較的明解であり、一般的なPC構造の基本データを示すものと判断したためである。

モデルを構成する柱・梁の断面寸法は各モデル毎に以下の方針で設定した。PC構造の梁のせいは、スパン長さの1/15から1/20が一般的とされているが、既往の研究成果^{1,4,15)}に基づいて、スパン長さの約1/17~1/19である900(L=15mモデル)~1300mm(L=25mモデル)を全層について共通とした。梁幅はモデル高さによる応力の大小を考慮して550から700mmの間の値とした。柱については、一般的に柱軸力比及びせん断耐力が骨組建物の耐力を直接支配する要因とされているので、設計用ベースシア係数(以下 C_B と略記)を0.40、せん断力分布形を A_1 分布形として求めた設計用せん断力による柱応力に対して、次の2条件を満足するように断面寸法(正方形断面)を設定した。①柱軸力については、軸方向応力度が $0.35F_c$ (昭56住指発第96号による部材ランクFAに対応)以下とする。②せん断力については、応力割増等を考慮せずに建築物の構造規定-建築基準法施行令第3章の解説と運用(1994年版)のせん断耐力式にて算定されたせん断耐力を下回る。ここで特に C_B を0.40に設定した理由は、 C_B を0.20とした通常の一次設計用せん断力に対して骨組がその2.0倍程度の水平耐力を保有することは充分一般的であると考えた為である。一例として8層L=15mモデルの断面寸法を表1.2-2に示す。

主筋およびPC鋼材量を決定するための設計用応力は、建設省告示に従い地震時応力、鉛直荷重(自重+積載荷重)時応力および不静定応力を考慮した。地震時応力は、建築基準法施行令で規定する地震荷重($C_B=0.2$ と A_1 分布形)による弾性応力を1.5倍(即ち $C_B=0.3$)としたものとし、固定、積載荷重は一般事務所ビルの建物諸元及び建築基準法施行令に準拠した。不静定応力は、梁のPC鋼材をプレレストコンクリート設計施工規準・同解説¹⁶⁾の付録7: case2のように配置し、梁部材中央位置において断面の最下端の応力が零になる条件よりPC

表1.2-1 試設計モデル一覧

層数 \ スパン長	15m	20m	25m
5層	5層L=15m	5層L=20m	5層L=25m
8層	8層L=15m	8層L=20m	8層L=25m
12層	12層L=15m	12層L=20m	12層L=25m
備考	全モデル共 $C_B=0.30$ 、 A_1 分布型にて設計		

表1.2-2 断面及び配筋一覧(8層L=15mモデル)

階	柱断面(上:柱頭・下:柱脚)		梁断面		
	断面形状 BxD(cm)	配筋	断面形状 BxD(cm)	緊張材 (本数)	配筋 ($\gamma=1.0$)
8	70x70	4.8-D29 3.0-D29	55x90	6	3.9-D25
7	70x70	3.7-D29 2.5-D29	55x90	5	3.9-D25
6	75x75	3.3-D29 2.8-D29	55x90	5	5.6-D25
5	75x75	4.5-D29 2.4-D29	60x90	5	8.6-D25
4	80x80	4.7-D29 2.9-D29	60x90	5	11.1-D25
3	85x85	4.7-D29 3.3-D29	60x90	5	13.1-D25
2	90x90	4.0-D29 5.1-D29	60x90	5	13.9-D25
1	100x100	1.1-D29 6.6-D29	65x90	5	14.4-D25

* 緊張材: SWPR19 (19本より、21.8mm)

* の梁鉄筋量は、最小鉄筋比($P_t=0.4\%$)で決定

鋼材量を求め、その量を基に文献 1-6 の算定規定に従い計算した。施工順序については、各層打ち込み後、所要強度に達した後にプレストレスを導入するものとした。以上、各応力の算定にあたっては、架構の初期剛性に基づいた弾性解析を行った。

使用材料については、コンクリート圧縮強度について柱は F_c 270kg/cm²、梁は F_c 360kg/cm² とした。柱の主筋量は、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説¹⁻⁷⁾ の柱の曲げ終局強度の略算式を、また梁の主筋量は、プレレストコンクリート設計施工規準・同解説の曲げ破壊耐力の計算の条項をそれぞれ用いて求めた。なお、本研究は柱・梁の終局曲げ耐力（以下 曲げ耐力と略記）に関する検討を目的としていることから、設計でのせん断力に対する評価等は行っていない。

1.2.2 設計用応力の検討

PC 建物では、大スパン構造であることに起因して鉛直荷重時応力が大きく、またプレストレス導入に伴う不静定応力が存在することが大きな特徴である。これらの応力は、設計用応力算定に考慮され、断面配筋を決定している。即ちこれらの応力は断面の曲げ耐力、ひいては架構全体の耐震性を間接的に決定している。

本項では、設計用応力算定に考慮されている地震時応力、鉛直荷重時応力、不静定応力の大きさの比較、および設計用応力そのものの大きさを検討することにより、設計に対しこれらの応力がどの程度影響しているのかを考察し、後で述べる部材の曲げ耐力余裕度（部材の曲げ耐力の設計用応力に対する比率）分布の検討を行う上での資料とする。

検討を行う上で、モデルの最上層および最下層の節点では、柱と梁が 1 対 1 で接続しており、柱と梁が 2 対 1 で接続する一般層とは応力分布が著しく異なるため、本節では文中に特に記述が無い場合は検討の対象とせず、今後の課題としている。

図 1.2-2 は、層数が 5、8、12 層で L=15m であるモデルの柱について、地震時応力、鉛直荷重時応力、不静定応力の層方向の分布状態を、最上層（N 層）を起点として柱頭、柱脚別に示したものである。同図によれば、地震時応力は当然のことながら基本的に下層に向かう程増加する。また、不静定応力は柱頭では下層程やや小さくなる傾向を、柱脚ではやや大きくなる傾向を示している。これに対し、鉛直荷重時応力は建物の層数によらず、全ての層でほぼ一定の値を示し、特に柱頭、柱脚でその大きさに殆ど差がないことがわかる。この傾向は他の全てのモデルについて同様であった。それ故、鉛直荷重時応力を基準値（100%）として、各応力の大きさの比較を、比率により検討することとし結果を図 1.2-3 に示す。

図 1.2-3 (a)は、L=15m のモデルを用いて建物層数の影響をみたものである。地震時応力の鉛直荷重時応力に対する比（以下 地震時応力比と呼ぶ）は柱頭、柱脚共に、下層ほど、また層数が多いモデルほど大

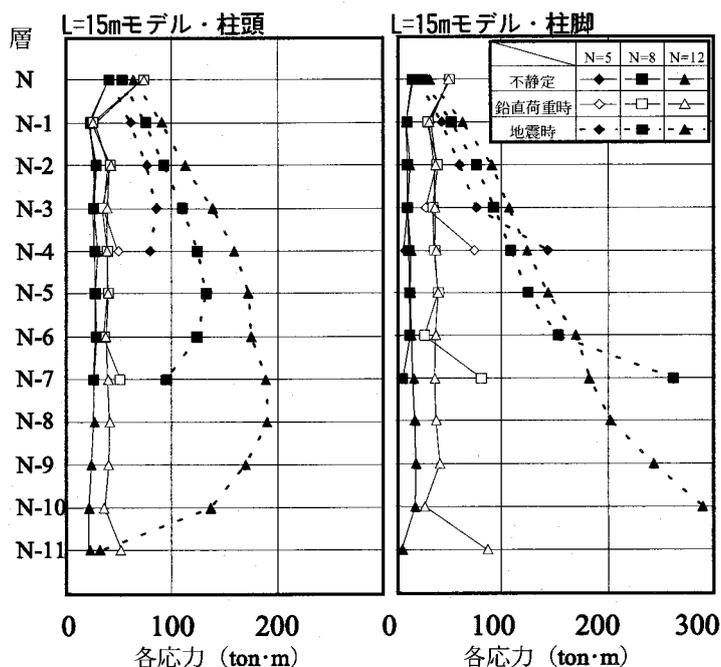


図1.2-2 地震時、鉛直荷重時、不静定の各応力の層方向分布

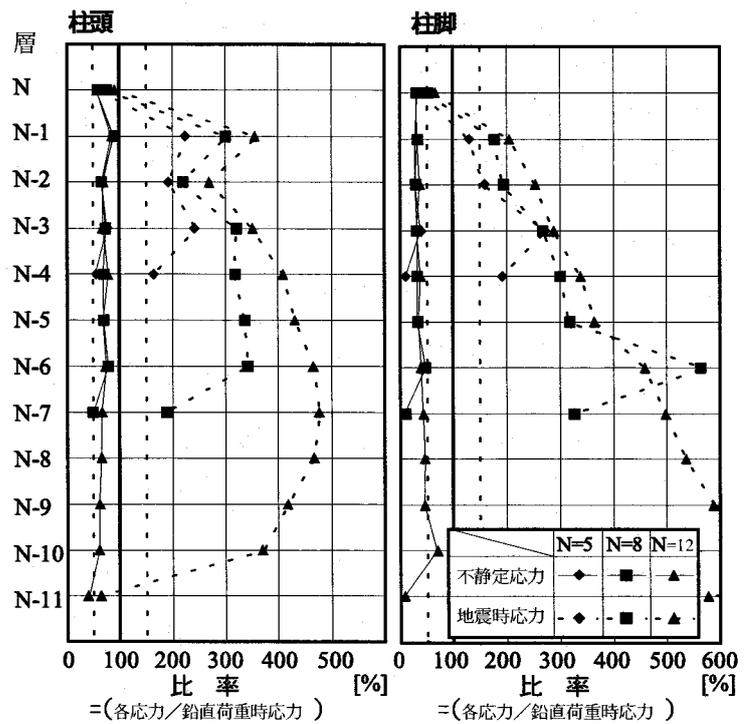
大きい値を示している。同応力比が最も小さくなる5層モデル(◆印)でも、最上層(N層)を除いた全ての層で100%を超えており、地震時応力は鉛直荷重時応力に比べ大きいことが分かる。不静定応力の比は、前述の通り柱頭では下層ほど、柱脚では上層ほど小さく、前者で約80%(N-1層)~60%(N-10層)、後者で約65%(N-9層)~約35%(N-1層)である。

図1.2-3(b)は、5層のL=15、20、25mのモデルを用いて、応力比に及ぼすスパン長の影響をみたものである。スパン長が大きくなると各応力の絶対量は増加するが、同図に示すように、スパン長の大きいモデル程、各応力比は小さくなり、相対的に鉛直荷重時応力が他の応力に対して大きくなるのがわかる。例えば、L=15mのモデルでは、最上層を除く全ての層で地震時応力が最も大きい荷重であったのに対し、L=25mのモデルでは、N-1層の柱頭とN-3層の柱頭、柱脚を除いて全ての層で鉛直荷重時応力が最も大きい荷重となっている。また不静定応力比は、全ての層で、L=25mモデルではL=15mモデルの値に対しおよそ半減した値となっている。

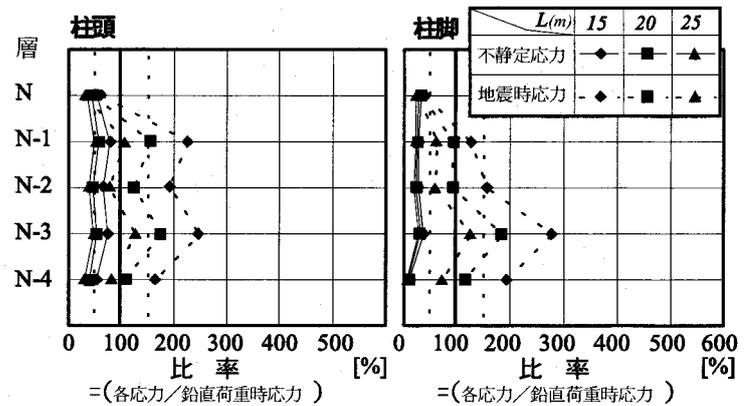
以上の各応力を用いて計算した設計用応力(地震時応力+鉛直荷重時応力+不静定応力)、および各モデルにおける設計用軸力(地震時変動柱軸力+鉛直荷重時柱軸力)を図1.2-4に示す。同図は、層数が5、8、12層でL=15mであるモデルの柱頭の例であり、図中の引張側(圧縮側)とは、地震時の水平力に対し柱が引張(圧縮)を受ける側を指す。

図1.2-4より、引張側の設計用応力の値は、圧縮側の値に比べて全ての層で小さく、両者の差の絶対値は層によらずほぼ一定(検討モデルの場合約50ton・m)であるから、両者の比率(圧縮側の値/引張側の値)は上層部程大きく、逆に低層では小さいことが分かる。設計用軸力は、上層では引張側と圧縮側の差は小さく、これに対し下層では両者の差は大きくなっている。これらの傾向は、柱脚においても、またスパン長が変化する場合でも同様であった。

設計用応力および設計用軸力に関する以上の傾向から、柱部材の曲げ耐力には次のような特徴があると推



(a) L=15mモデル(建物層数の影響)



(b) 5層モデル(スパン長の影響)

図1.2-3 地震時応力、不静定応力の鉛直荷重時応力に対する比率

察される。建物上層部では、圧縮側の設計用応力が大きく、引張・圧縮側の設計用軸力の差が小さいことから、柱の主筋量は圧縮側の条件（設計用応力に対し要求される鉄筋量）で決定され、従って引張側の柱の耐力は設計用応力に対して余裕を生じる。建物下層部では、圧縮側の設計用応力は引張側に比べて大きいものの、両者の差は上層部に比べ相対的に小さく、また圧縮側の設計用軸力が引張側に対し大きな値となる。従って、柱の主筋量は引張側の条件で決定され、圧縮側の柱の耐力は設計用応力に対して余裕を生じる。更に、上層では引張側、下層では圧縮側に、設計用応力に対する余裕があることから、両者の中間に位置するいずれかの層では、引張、圧縮両側共に余裕が小さく、設計用応力（即ち地震時層せん断力）に対し、相対的に弱い層が存在する。

以上に述べた柱耐力に関する傾向は、RC 構造にもあてはまる傾向であるが、鉛直荷重時応力が大きい PC 構造では、これらの傾向がより顕著に現れる事が予想される。後述する 1.3 節では、各試設計モデルについて具体的な検討を行う。

1.3 部材曲げ耐力の検討

地震時における建物のヒンジ発生箇所や崩壊型は、建物の持つ諸特性だけでなく、地盤条件や地震波特性等様々な条件の影響を受けることは自明である。しかし、基本的かつ最も直接的には、各部材の曲げ耐力が建物内でどの様に分布しているかに関わる。

本節では、1.3.2 項で梁部材について、1.3.3 項で柱部材について、部材の終局曲げ耐力を設計用応力と比較することにより、建物のヒンジ発生箇所と崩壊型について検討する。

1.3.1 試設計モデルの断面と配筋量

梁・柱の主筋量は 1.2 節で求めた設計用応力を用いて決定した。具体的には、設計用応力に対し部材の曲げ耐力がそれを超える最小限の量を主筋量とした。既出の表 1.2-2 には 8 層 L=15m モデルについて断面及び配筋一覧を例として示す（鉄筋本数は上述の理由により小数値となっている）。なお、表 1.2-2 に示すように、最上層およびその下層における梁主筋については、計算および解析の都合上 RC 梁で採用される最小鉄筋量 ($p_t=0.4\%$) により決定された場合が存在するが、これは以後の検討に大きな影響を与えていない。

1.3.2 PC 梁部材の終局曲げ耐力と設計用応力の比較

本項では、序論で述べた ②の問題「PC 鋼材配置に起因する部材曲げ耐力の上昇が、梁のヒンジ形成を前提とした PC 建物の設計を困難にするとされているが、どのような条件において困難となるのか。」という事について検討する。具体的には、PC 梁部材の曲げ耐力、および PC 鋼材の曲げ耐力への寄与分を設計用応力と比較し、どのような場合に梁部材耐力が設計用応力を大きく上回り、梁ヒンジの形成を前提とした設計が困難となるかを考察する。

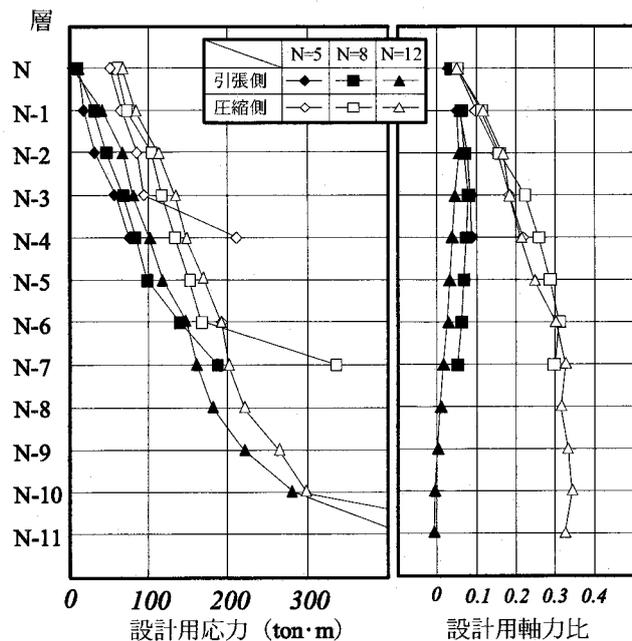


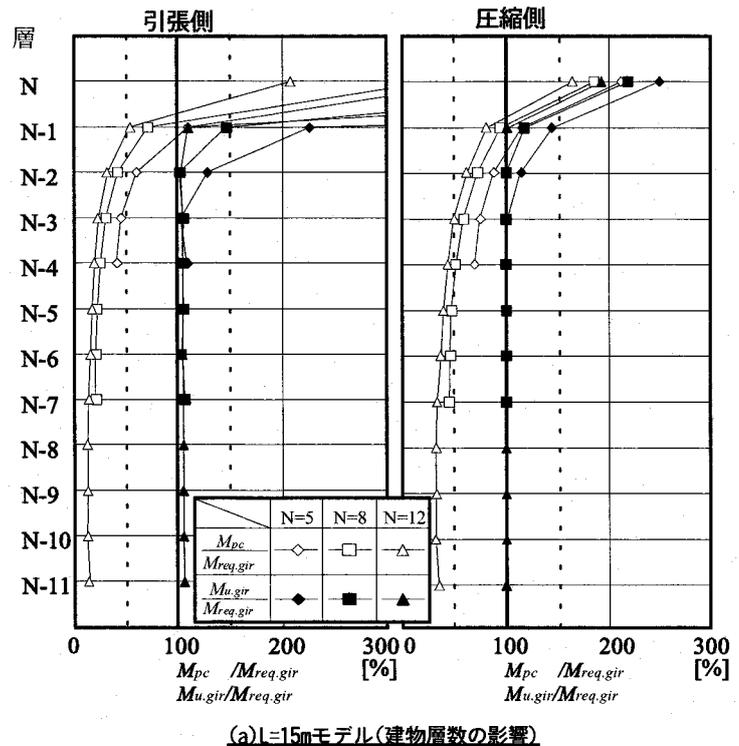
図1.2.4 柱頭の設計用応力と設計用軸力比(L=15mモデル)

図 1.3-1(a)、(b)は、梁断面終局時に PC 鋼材の部材の曲げ耐力に寄与するモーメント分 (M_{pc} : 計算方法については脚注※参照) を、設計用応力 ($M_{req,gir}$) で除した値 ($M_{pc}/M_{req,gir}$) と、梁の曲げ耐力 ($M_{u,gir}$) を設計用応力で除した値 (以下この値を梁の耐力余裕度と呼ぶ) を最上層を起点に示している。図 1.3-1(a)は各層数の $L=15m$ のモデルについて、(b)はスパン長の影響をみるため 8 層モデルの $L=15、20、25m$ のモデルについての値を示している。

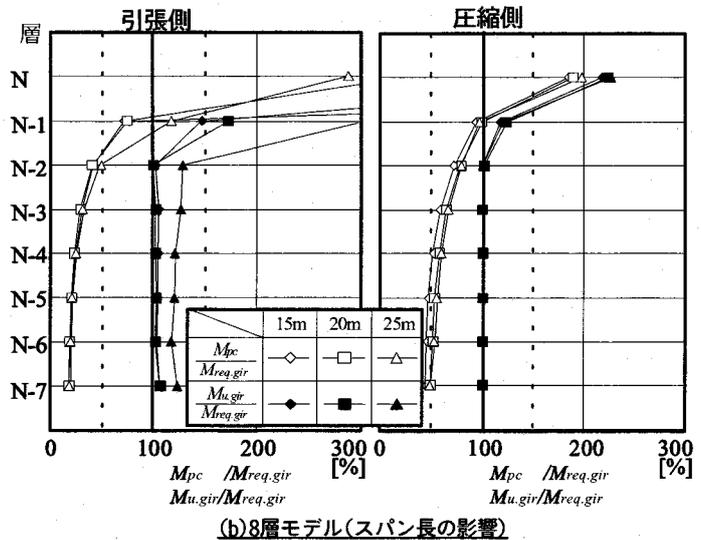
図 1.3-1(a)によれば、 $M_{pc}/M_{req,gir}$ の値は、引張側と圧縮側の違い、層数の違いにより、値の若干の違いはみられるものの、層方向にほぼ同様の分布傾向を示している。即ち、最上層 (N 層) では 1 を大きく超える値、N-1 層では 1 程度の値、N-2 層以下では下層程その値は漸減し、各モデル毎にある値に収束する傾向が見られる。次に、梁の耐力余裕度についてみると、N、N-1 層 (PC 鋼材が発生するモーメントが設計用応力を上回る層) を除いて、層数、スパン長によらずほぼ 100% となっており、引張側、圧縮側共に大きな耐力余裕度は発生していない。

スパン長の影響を調べた図 1.3-1(b)によれば、 $L=15、20、25m$ の各モデルのグラフはほぼ重なっており、スパン長が変化しても、 $M_{pc}/M_{req,gir}$ 、梁の耐力余裕度の値は殆ど変化しないことがわかる。

以上の点をまとめると、ヒンジ発生箇所 (梁・柱のいずれにヒンジが発生するか) は、梁だけではなく柱を含めた検討が必要であるが、最上層および最上層の直下の層を除けば、PC 鋼材の配置に起因して、梁部材の曲げ耐力が設計用応力を大きく上回ることはなく、上記 2 層より下の層では梁ヒンジ形成の可能性があるといえる。



(a) $L=15m$ モデル(建物層数の影響)



(b) 8層モデル(スパン長の影響)

図1.3-1 PC鋼材が発揮するモーメント及び梁の曲げ耐力の設計用応力に対する比率

※ $M_{pc} = T_{py} \cdot (d_{pc} - xn)$ 、 $xn = \frac{T_{pv} + T_{ry} - C_{ry}}{0.8 \cdot b \cdot F_c}$ 、ここで、 T_{pv} : PC 鋼材降伏時応力、 d_{pc} : PC 鋼材位置、 xn : 中立軸位置、

T_{ry} : 引張鉄筋降伏時応力、 C_{ry} : 圧縮鉄筋降伏時応力、 b : 梁幅、 F_c : プレーンコンクリートの圧縮強度

1.3.3 RC 柱部材の終局曲げ耐力と設計用応力の比較

本項では、序論で述べた ③の問題の前半部分「設計用応力との関連で、柱の部材曲げ耐力の分布がどのような特徴をもつか。」について検討を試みる。具体的には、柱部材の曲げ耐力を設計用応力と比較し、柱の耐力余裕度（曲げ耐力（ $M_{u.col}$ ）を設計用応力（ $M_{req.col}$ ）で除した値）が建物内でどのような分布となっているかを検討する。

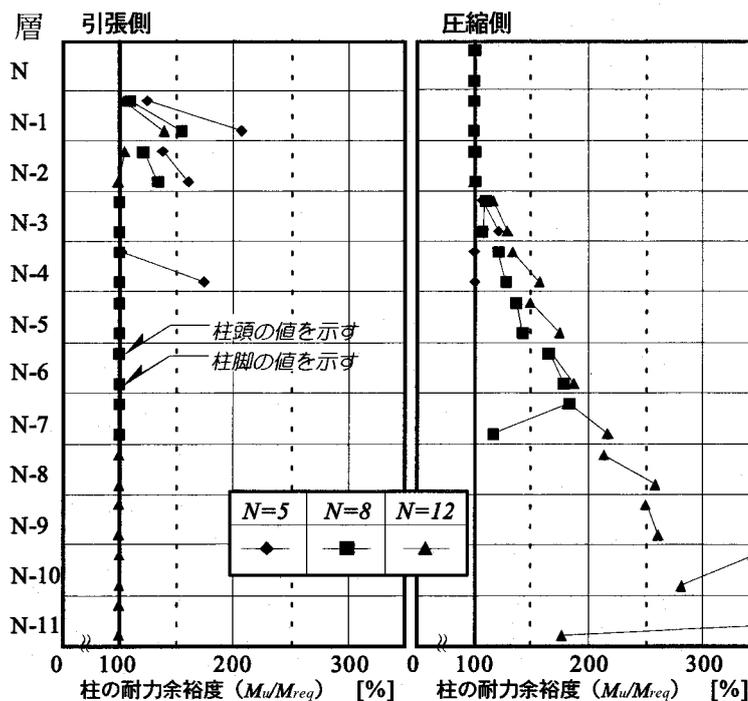
図 1.3-2(a)、(b)は、柱の耐力余裕度（ $M_{u.col}/M_{req.col}$ ）を最上層（N 層）を起点に引張側、圧縮側別に示したものであり、図 1.3-2(a)は各層数の L=15m のモデルについて、(b)はスパン長の影響をみるため 8 層モデルの L=15、20、25m のモデルについての値を示している。

図 1.3-2(a)によれば、柱の耐力余裕度は、建物高さによらず、引張側で N-3 層以下、圧縮側で N-2 層以上の層で 100%となっており、引張側と圧縮側の耐力余裕度の大小関係は N-2、N-3 層（図中の層）を境に逆転している。また、同層は他層と比べると引張側、圧縮側共に耐力余裕度の小さい層（以下弱層と呼ぶ）であることが分かる。これは、1.2.2 設計用応力の検討 で述べた、‘上層では引張側、下層では圧縮側に設計用応力に対する余裕があり、両者の中間に位置するいずれかの層では、引張、圧縮両側共に余裕が小さく、設計用応力に対し、相対的に弱い層が存在する’ことを具体的に示している。

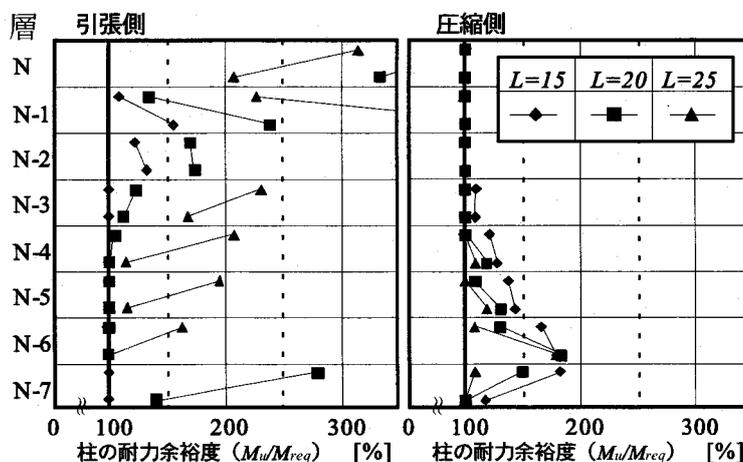
スパン長の影響を調べた図 1.3-2(b)より、スパン長が大きくなるほど弱層は下層へ移動していることが分かる（L=25m のモデルでは N-4、N-5 層（図中の層））。これは、スパン長が大きくなると、鉛直荷重時応力の影響が他の応力に対し相対的に大きくなることに起因している。

1.4 静的弾塑性解析による検討

1.3 節では、PC 骨組建物の特徴を部材の耐力余裕度から検討したが、本節ではその特徴が静的弾塑性解析結果とどのように関連するかについて考察する。



(a)L=15mモデル（建物層数の影響）



(b)8層モデル（スパン長の影響）

図1.3-2 柱の耐力余裕度

1.4.1 解析条件および仮定

解析モデルの架構形状、断面寸法、および配筋量は試設計された値をそのまま用いて断面剛性及び部材耐力を設定した。

PC 梁及び RC 柱は、部材端部に材端バネを持ち、それ以外の中央部分は弾性材であると仮定するモデルに置換した。PC 梁の材端バネは、降伏ヒンジの長さを岡本の提案¹⁻⁸⁾による塑性ヒンジの等価長さに等しいと仮定し、ひびわれ及び降伏による剛性低下を考慮したトリリニア-型の曲げモーメント-曲率関係から曲げモーメント-回転角関係を設定した。この際、ひびわれ、および鉄筋降伏時のモーメントおよび曲率は平面保持を仮定した断面解析より求めた。又、RC 柱の材端バネの曲げモーメント-回転角関係は、断面内を9分割して鉄筋とコンクリートの応力度-歪度の弾塑性関係を直接評価するマルチスプリングモデルを用いて設定した。同モデルにより、柱の曲げモーメント-軸力相関関係を考慮することが出来る。

荷重は 1.2-2 項に示す試設計用荷重をすべて考慮した。鉛直荷重及びプレストレスによる不静定応力は初期荷重として、地震時荷重は、試設計に用いた設計層せん断力(A_i 分布)を基準に、比例倍の水平漸増荷重とした。

1.4.2 解析結果

静的弾塑性解析より得られた結果を8層 $L=15m$ モデルと、層数が異なるモデルとして12層 $L=15m$ モデル、スパン長が異なるモデルとして8層 $L=25m$ モデルについて図 1.4-1 に示す。同図は、層せん断力-層間変形(以下 $Q-\delta$ と略記) 関係および崩壊機構形成時のヒンジ発生状況図である。

図 1.4-1 の $Q-\delta$ 関係によると、崩壊機構形成時を含むいずれの時点においても、解析における同一ステップで最も変形が大きい層は、3 節で示した弱層(設計用応力に対し部材の曲げ耐力の余裕が相対的に最も低い層)にほぼ一致している。具体的に見ると、8層 $L=15m$ モデルでは N-3 層、12層 $L=15m$ モデルでは N-4 層、8層 $L=25m$ モデルでは N-5 層である。

また、同図のヒンジ発生状況図より、いずれのモデルでもヒンジの発生箇所は部材断面の曲げ耐力余裕度の小さい箇所であることがわかる。例えば8層 $L=15m$ モデルの場合、図 1.3-2(a)より、柱では N-2~N-3 層を境にして上層では圧縮側、下層では引張側の柱の耐力余裕度が 100% (即ち曲げ耐力が設計上要求される耐力とほぼ一致している状態) となっており、これらの柱頭、柱脚でヒンジが発生している。また、梁部材については、上層では引張側、下層では圧縮側にヒンジが発生している。柱・梁共に耐力余裕度の大きい最上層(N層)では、柱・梁共にヒンジは発生していない。

また、いずれのモデルにおいても、崩壊機構は、最も耐力余裕度の低い層を最下層として形成しており、引張側の柱の耐力余裕度が大きくなる同層以下の層を含む形で崩壊機構を形成する可能性は小さいといえる。

1.5 結論

PC 骨組建物の耐震性に関する基本的な構造特性を把握するために、1 スパンの PC フレームモデルを現行設計法(建設省告示 1320 号 設計ルート 3-a 型)に準拠して試設計し、設計用応力(鉛直荷重時応力、不静定応力、地震時応力)の大きさについての検討、設計用応力と試設計建物の部材曲げ耐力との比較、および静的弾塑性解析を行い、以下の知見を得た。

- 1) 設計用応力を構成する地震時応力、鉛直荷重時応力、不静定応力のそれぞれの割合の傾向を示した。スパン長 15m のモデルでは地震時応力が設計用応力に対して支配的であるが、スパン長が大きくなると鉛直荷重時応力が相対的に大きくなり、スパン長 25m のモデルで5層以下の建物では地震時応力と同等以上の値となる。不静定応力の大きさは、建物の層数によらず各層でほぼ同程度の値であり、鉛直荷重時

応力に対しスパン長 15m モデルの柱頭で約 60～80%、柱脚で約 35～65%であった。スパン長 25m のモデルでは柱頭、柱脚共に 15m モデルの値の約半分であった。

- 2) スパン長、層数によらず PC 鋼材の配置により梁部材の曲げ耐力が設計用応力を上回る箇所は、最上層およびその直下の層のみであり、これらの層を除けば梁ヒンジ形成の可能性があることを示した。
- 3) 柱の曲げ耐力に着目して層のせん断耐力をみた場合、設計層せん断力に対する余裕度が最も小さくなる層（弱層）が存在することを明らかにした。弱層は、スパン長が大きい建物程低層に現れる。
- 4) 静的弾塑性解析により、上記の弱層は、同一解析ステップで最も変形の大きな層となること、柱頭、柱脚共にヒンジが形成される可能性の高いこと、それに起因して同層を含む形で崩壊機構を形成することを示した。

なお、試設計モデル作成のための応力解析に㈱大林組 FRAME/S を、静的弾塑性解析には同社の DREAM-3D を使用している。

[参考文献]

- 1-1) 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(案)・同解説、1997.7
- 1-2) 深野慶、中塚侑、岸本一蔵、鈴木計夫:「低層PC構造の設計用ベースシア係数の検討」日本建築学会構造系論文報告集、No.490、pp.197-206、1996.12
- 1-3) 西山峰広、渡辺史夫、六車熙:「PC、PPC及びRC骨組の地震応答性状」、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.15 No.2、pp.1125-1130、1993.6
- 1-4) 深野慶、岸本一蔵、中塚侑、鈴木計夫:「終局強度型設計法による試設計PCフレーム構造の耐震性能について」、構造工学論文集、VOL.40B、pp.335-344、1994.3
- 1-5) 深野慶、岸本一蔵、中塚侑、鈴木計夫:「PC骨組構造の一次固有周期と終局強度型設計用ベースシア係数について」、構造工学論文集、VOL.41B、pp.477-484、1995.3
- 1-6) 日本建築学会:「プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説」、1993
- 1-7) 日本建築学会:「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」、1981
- 1-8) 岡本 伸:「プレストレストコンクリート造骨組架構の耐震性能に関する基礎的研究」京都大学学位請求論文、1986

第2章 梁降伏先行を想定した骨組構造の地震時挙動に及ぼす PC 鋼材量、PC 鋼材－グラウト間の付着劣化程度の影響

2.1 序論

プレストレストコンクリート（以下 PC と略記）部材は曲げ変形に対して高い復元性を有しており、鉄筋コンクリート（以下 RC と略記）部材等に比べると履歴によるエネルギー吸収量は小さい。従って、同部材を用いた建物では、一般に RC 造建物に比べて各種の地震時応答量が大きくなるとされている。その一方で、PC 部材に適当な量の鉄筋を配置し、プレストレスト鉄筋コンクリート（以下 PRC と略記）とするならば、RC 建物と同程度の応答量となるとも報告されている²⁻¹⁾。これらの研究結果は、部材あるいは層レベルでの履歴則を設定し、それを適用した応答解析結果より求められている。応答解析に適用できる履歴則については幾つかのものが提案^{2-2, 2-3, 2-4, 2-5)}されており、PC 鋼材と普通鉄筋の比率に応じて履歴形状を変化させることにより、RC 部材から PC 部材までの連続性を考慮することができるものもある。しかしながら、PC 部材（以下断りが無い限り PRC 部材を含む）の履歴復元力特性を特徴づける要因としては、PC 鋼材と普通鉄筋の比率だけではなく、PC 鋼材の配置位置、PC 鋼材とグラウト間の付着劣化の程度等、様々な要因が影響し、既往の履歴モデルはこれらの要因を十分考慮できるとは言えない。特に PC 鋼材とグラウト間の付着劣化は、履歴形状に大きな影響を及ぼすとされているが^{2-6, 2-7)}、これらを明示的に考慮することができるモデルはない。

この問題を解決する方法の一つとして、PC 梁断面の曲げ挙動をファイバーモデルにより表現し、これを材端バネとして用いる方法が考えられる。この手法を用いてフレーム応答解析を行うことは、解析時間的には不利になるものの、普通鉄筋、PC 鋼材、コンクリートといった、材料の履歴モデルを設定することにより、理論的に断面履歴が決定されるという点、また PC 鋼材のひずみ量を調整する等の方法を用いて PC 鋼材－グラウト間の付着劣化程度を直接評価して解析に組み入れることができる等の利点がある。

本章では、PC 鋼材量、ならびに PC 鋼材－グラウト間の付着程度が建物の大地震時挙動に及ぼす影響を検討するため、PC 部材の曲げ挙動を、材端バネにファイバーモデルを用いることにより評価し、梁降伏型の平面 PC 骨組建物を解析した結果について報告するものである。

2.2 解析モデル

2.2.1 設計方針

解析対象とした建物は、5階建て（高さ約 20m）でスパン長 15m、柱を RC 構造、梁を PC 構造とした純フレーム架構の一般事務所ビルとした（図 2.2-1 参照）。ここで単スパンモデルを採用した理由は、単スパン構造が PC 構造では特殊なものではなく、各層が 2本の柱と 1本の梁から構成される最も単純な構造形式であるため、モデルの柱・梁断面性能の決定及び架構の基本特性の把握が比較的明解であり、一般的な PC 構造の基本データを示すものと判断したためである。また、5階建てモデルとした理由は、現状では 5層以下の建物が大半を占めている²⁻⁸⁾という理由による。

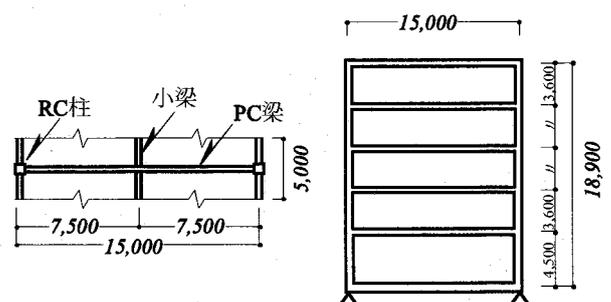


図2.2-1 試設計モデル

モデルを構成する柱・梁の断面寸法は第二部・第1章「1.2.1 試設計条件」で示すものと同じである。

主筋量を決定するための設計用応力は、地震時応力（建築基準法施行令で規定する地震荷重（ $C_B=0.2$ と A_1 分布形）による弾性応力を 1.5 倍（即ち $C_B=0.3$ ）のみを考慮した。梁部材及び 1 階柱脚部の曲げ耐力は上記の設計用応力と一致するように主筋量を調整することにより設定した。ただし、PC 鋼材のみで設計用応力を上回る場合は主筋量を 0 とし、PC 鋼材量については設定された鋼材量（後述）を減じることなくそのままの値を用いている。PC 鋼材位置は断面重心位置とし、有効プレストレス力を、定着完了時の PC 鋼材引張応力度を $0.8\sigma_{py}$ （ σ_{py} は PC 鋼材降伏時応力度）、更に有効率を 0.85 とし計算した。従って、有効プレストレス力は、 0.68 （ 0.8×0.85 ） σ_{py} と PC 鋼材断面積の積により求まる。1 階柱脚部以外の柱部材については常に弾性とした。

コンクリート圧縮強度について柱は層 F_c 270、梁は 360kg/cm^2 。普通鉄筋及び PC 鋼材の降伏強度はそれぞれ 3500kg/cm^2 、 15000kg/cm^2 とした。なお、設計にあたって、柱の主筋量については鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説²⁻⁹⁾の柱の曲げ終局強度の略算式を、また梁の主筋量については、プレレストコンクリート設計施工規準・同解説²⁻¹⁰⁾の曲げ破壊耐力の計算の条項をそれぞれ用いて求めた。その他の条件については、第2部・第1章参照。

2.2.2 解析パラメータ

解析パラメータは、梁部材の PC 鋼材量および PC 鋼材－グラウト間の付着程度とした。

PC 鋼材量：PC 鋼材量は鉄筋鋼材係数（ q_{sp} ）を用いて表し、 $q_{sp}=0.1$ 、 0.2 と 0.3 の 3 種類を設定した。一般に、PC 鋼材量は長期荷重によって決定されるため、全ての階の梁ではほぼ等しい量を設定するのが妥当と考え、全ての階の梁で同一の q_{sp} 値としてその量を求めた。 q_{sp} は (2.2-1(a)) 式により計算される値であり、解析対象モデルの梁は複筋比を 1 としていることから、 q_{sp} は直接 PC 鋼材量を表す ((2.2-1(b)) 式)。従って $q_{sp}=0.3$ の時の PC 鋼材量は 0.1 の時の量の 3 倍となる。

$$q_{sp} = \frac{T_{py} + T_{ry} - C_{ry}}{b \cdot D \cdot F_c} \quad \dots\dots\dots (2.2-1(a))$$

ここで、

T_{py} ：PC 鋼材降伏時応力、 T_{ry} ：引張鉄筋降伏時応力、 C_{ry} ：圧縮鉄筋降伏時応力
 b ：梁幅、 D ：梁せい、 F_c ：プレーンコンクリートの圧縮強度

ただし、本解析では腹筋比（ γ ）=1.0 を条件としているので、 $T_{ry}=C_{ry}$
 これを(2.2-1(a))式に代入すると。

$$q_{sp} = \frac{T_{py}}{b \cdot D \cdot F_c} \quad \dots\dots\dots (2.1-1(b))$$

PC 鋼材－グラウト間の付着程度：PC 鋼材－グラウト間の付着程度は、ひずみ適合係数(F)値により表し、その値を 0.2（アンボンド部材相当に付着が劣化した場合を想定²⁻¹¹⁾）、0.8 の 2 種類とした。 F 値は図 2.2-2 に示すように、PC 鋼材のひずみ増分を PC 鋼材位置でのコンクリートのひずみ増分で除した値であり、 F 値が小さい程付着が小さいことを、1 の場合付着が完全であることを示す。一般に F 値は部材変形の増加に伴い減少（付着が劣化することを示す）し、ある一定値に収束する値として定義されるが、ここでは部材の変

形程度によらず一定値として扱っている。これは、部材変形に伴う付着減少の程度が、繰り返し履歴を受ける場合について明確な知見が得られていない事、また一定値として扱っても履歴形状に大きな影響が無い事²⁻¹²⁾等の理由による。

解析モデルは、 $q_{sp}=0.1, 0.2, 0.3$ と $F=0.2, 0.8$ を組み合わせた 6 モデルとした。このうち、最も PC 鋼材が少なく、かつ付着劣化の少ない $q_{sp}=0.1, F=0.8$ のモデルを基準モデルとし、各モデルの解析値の比較に用いている。解析モデルの断面大きさ・鉄筋量等の諸元一覧を表 2.2-1 に示す。

2.2.3 PC 梁部材の終局曲げ耐力と終局プレストレス率の検討

各モデルの基本的な性能を把握するために、梁部材の終局曲げ耐力（以下 曲げ耐力）と終局プレストレス率（ $\lambda = T_{py} / (T_{py} + T_c)$ ）：記号は (2.2-1) 式と同じ、 $\lambda = 0$ で RC、 $\lambda = 1.0$ で純 PC 部材）を検討したものをそれぞれ図 2.2-3、2.2-4 に示す。なお、曲げ耐力は、設計用応力（ M_{req} ）に対する部材の曲げ耐力（ M_u ）の比の形（ M_u / M_{req} ）で表している。

図 2.2-3 より、1 層、2 層梁は全てのモデルで M_u / M_{req} の値が 1 となっている。これに対し、 $q_{sp}=0.3$ のモデルでは 3 層より上層、0.2 のモデルでは 4 層より上層、0.1 のモデルでは 5 層で 1 を越えており、同一層で見た場合、 q_{sp} が大きいモデルほど M_u / M_{req} の値は大きく、設計用応力を上回る程度が大きいことがわかる。これに対応し、図 2.2-4 では図 2.2-3 で M_u / M_{req} が 1.0 を越える梁で、 λ 値が 1.0（純 PC）となっていることがわかる。特に、 $q_{sp}=0.3$ のモデルでは、2 層以上で 1.0、かつ 1 層で

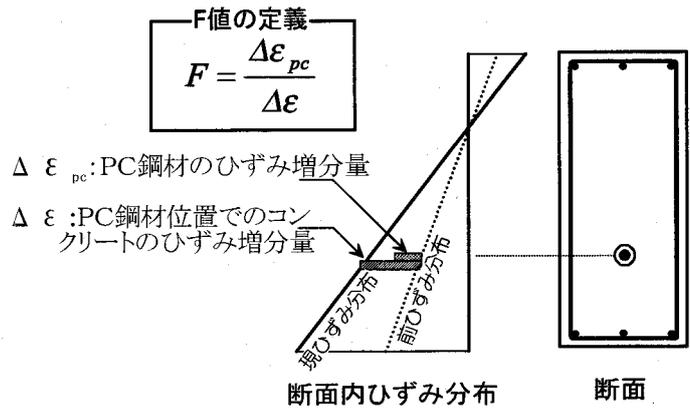


図2.2-2 F値(ひずみ適合係数)の考え方

表2.2-1 柱、梁の断面寸法と梁主筋量

層	柱断面 bxD(cm)	梁断面 bxD(cm)		主筋量 [cm ²]		
		55x90	60x90	$q_{sp}=0.1$	$q_{sp}=0.2$	$q_{sp}=0.3$
5	60x60	55x90	60x90	0	0	0
		55x90	60x90	18.26	0	0
4	65x65	60x90	60x90	44.10	0	0
		65x65	60x90	65.38	23.32	0
2	70x70	60x90	60x90	77.56	32.78	10.14
		70x70	60x150			

$\gamma=1.0$ は共通

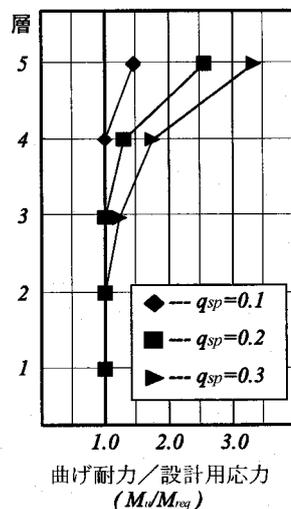


図2.2-3 梁の終局曲げ耐力

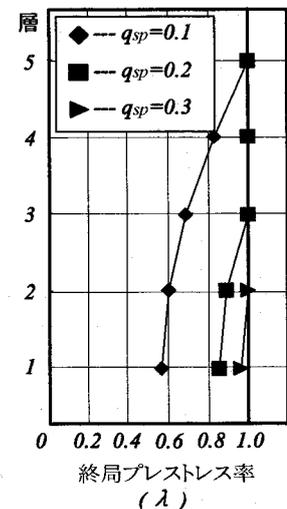


図2.2-4 梁の終局プレストレス率

も 0.9 を越える λ の値となっていることから、全層の梁が純 PC に近いモデルである。 $q_{sp}=0.1$ のモデルでは、5 層では 1.0 となっているものの、同層より下の層では 0.8 以下の値となっており、比較的 RC に近い部材で構成されるモデルとなっている。

2.3 解析仮定および条件

解析対象建物を、両端部に長さを持たない剛塑性バネ（曲げ変形のみを考慮）、中央部を弾性体（曲げ、せん断変形を考慮）とした線材で構成されるモデル

に置換した²⁻¹³⁾。PC 梁部材、および 1F 柱脚部のバネモデルとして、せい方向にコンクリート断面を 15 分割したファイバーモデルを用いた（図 2.3-1）。各分割断面中央位置にコンクリートバネを、主筋および PC 鋼材配筋位置にそれぞれのバネを設定した。同モデルを用いることにより、各断面のモーメント-断面曲率（以下 $M-\phi$ と略記）関係が求まるが、これに等価塑性ヒンジの仮定を用いることにより、モーメント-回転角（以下 $M-\theta$ と略記）の関係を得ている。即ち、 θ 値は解析で得られる ϕ 値と等価塑性ヒンジ長さ (l_{eq}) の積により求めた。 l_{eq} の大きさは柱、梁に対し、それぞれ $0.5D$ 、 $0.75D$ (D は断面せい) としている。ファイバーモデルで用いたバネの特性を表すコンクリート、主筋（普通鉄筋）、PC 鋼材それぞれの応力度-ひずみ度関係は図 2.3-2 (a) ~ (c) 文献^{2-14,2-15,2-16)}に示されるものを用い、補強筋により囲まれる部分のコアコンクリートのコンファインド効果については中塚の提案する式²⁻¹⁷⁾により評価している。以上のモデルを、一階床位置で基礎固定として地震応答解析を行った。質量は一般事務所ビルの地震時層質量とし、柱・梁接合部に振り分けて与えた。数値積分方法は NewMark β 法 ($\beta=0.25$) を用い、解析時間刻みは 0.004 秒、減衰条件は初期剛性比例型の内部粘性減衰で一次の減衰定数 h_1 を 3.0% と仮定した。使用した地震波は、El Centro NS、Taft EW、JMA Kobe EW の 3 波であり、入力レベルは 75kine、解析時間は 15 秒とした。

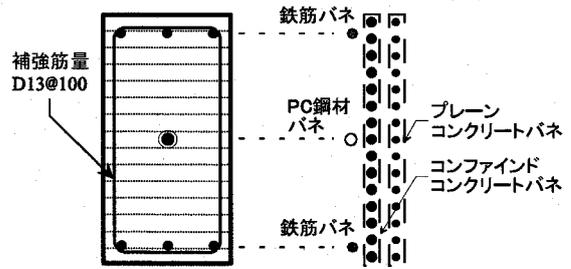


図2.3-1 梁断面のモデル化 (ファイバーモデル)

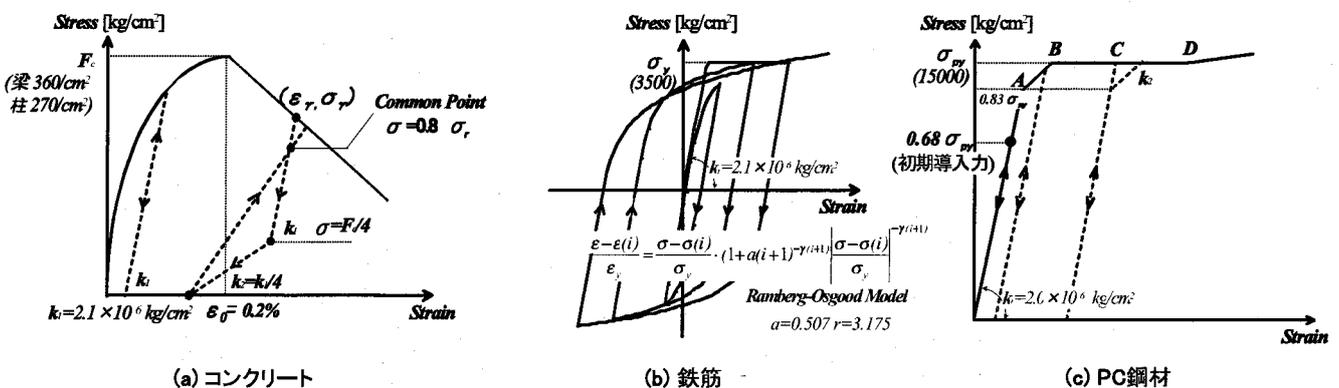


図2.3-2 解析で用いる材料の応力度-ひずみ度関係

2.4 解析結果

2.4.1 PC 梁部材の履歴の比較

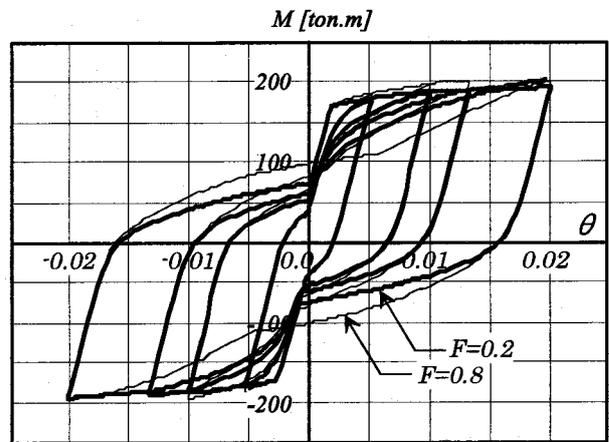
図 2.4-1 は、各パラメータの違いが梁部材の履歴に及ぼす影響をみるために、応答解析で使用するファイバーモデルを用いて、各モデルの 1 層梁の曲げ解析を行い、梁端ヒンジ部での回転角 (θ) を 1/200、1/100、1/75、1/50 と漸増させて比較したものである。図 2.4-1(a)~(c)はそれぞれ、鉄筋鋼材係数 (q_{sp}) が 0.1、0.2、0.3 のモデルの場合について、ひずみ適合係数 (層値) が 0.2 と 0.8 の履歴を重ねて描いている。同図より、 q_{sp} が大きくなるに従い、即ち λ が 1.0 に近くなるほど、原点指向性の強い、エネルギー吸収能の小さい履歴となることがわかる。また、いずれの q_{sp} のモデルでも、 F 値が小さくなると、即ち PC 鋼材-グラウト間の付着劣化程度が大きいと、戻り時の剛性が途中で小さくなり、いわゆる“S 字型”の履歴になることが分かる。

一方、履歴面積については大きな差は無い。これをより定量的にみるために、各履歴の等価粘性定数 (h_{eq}) の値を調べたものが図 2.4-2 である。同図より、 h_{eq} は q_{sp} の値に大きく影響を受け、 q_{sp} が大きいほどその値は小さくなるが、 F 値に殆ど影響を受けないことがわかる。

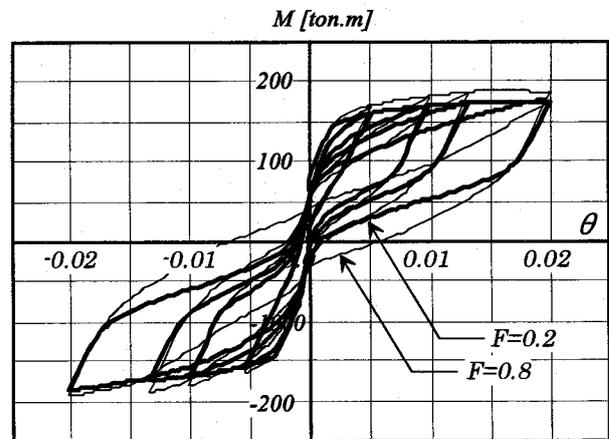
2.4.2 層間変形角

図 2.4-3 は各層の最大応答層間変形を示す。同図の(a)は、層間変形角を、(b)、(c)は基準モデル ($q_{sp}=0.1$ 、 $F=0.8$) の値を 1 として、各モデルの値を比の形で表したものであり、(b)は、(a)の右側と左側それぞれの最大値の平均 (以下“平均値”)、(c)は最大値 (即ち、右側と左側の最大値のより大きいほうの値) に対する値 (以下“最大値”) について検討したものである。図 2.4-3 より以下のことがわかる。

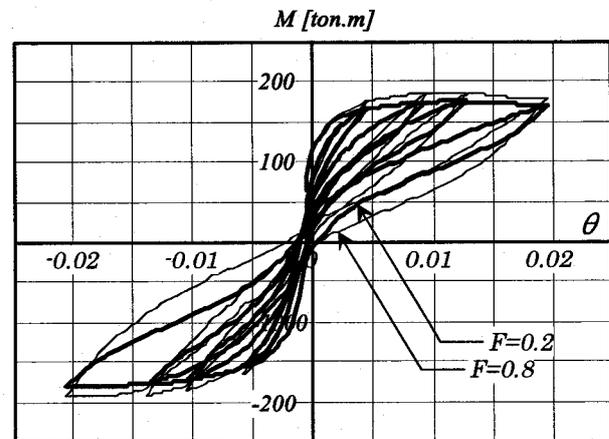
- ① モデル、地震波の違いによらず、2 層での値が最も大きくなっており、3,1 層の値がこれをやや下回る。4 層より上層での値は 3 層以下の値に比べて小さくなっており、これは図 2.2-3 で示したように、4 層以上の梁の終局曲げ耐力が設計用応力に対してかなり大きい値となっているためと考えられる。
- ② 図 2.2-3 で示したように、3 層以下では梁の曲げ耐力は全てのモデルでほぼ等しいことから、3 層以下の応答値量の違いは、PC 鋼材量、PC 鋼材-グラウト間の付着程度の違いを比較的よ



(a) $q_{sp}=0.1$ ($\lambda=0.56$)



(b) $q_{sp}=0.2$ ($\lambda=0.85$)



(c) $q_{sp}=0.3$ ($\lambda=0.96$)

図2.4-1 1F 梁のM-θ履歴の比較

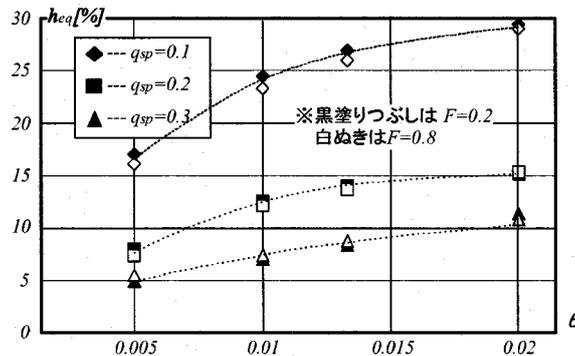


図2.4-2 等価粘性減衰定数 (h_{eq}) の比較

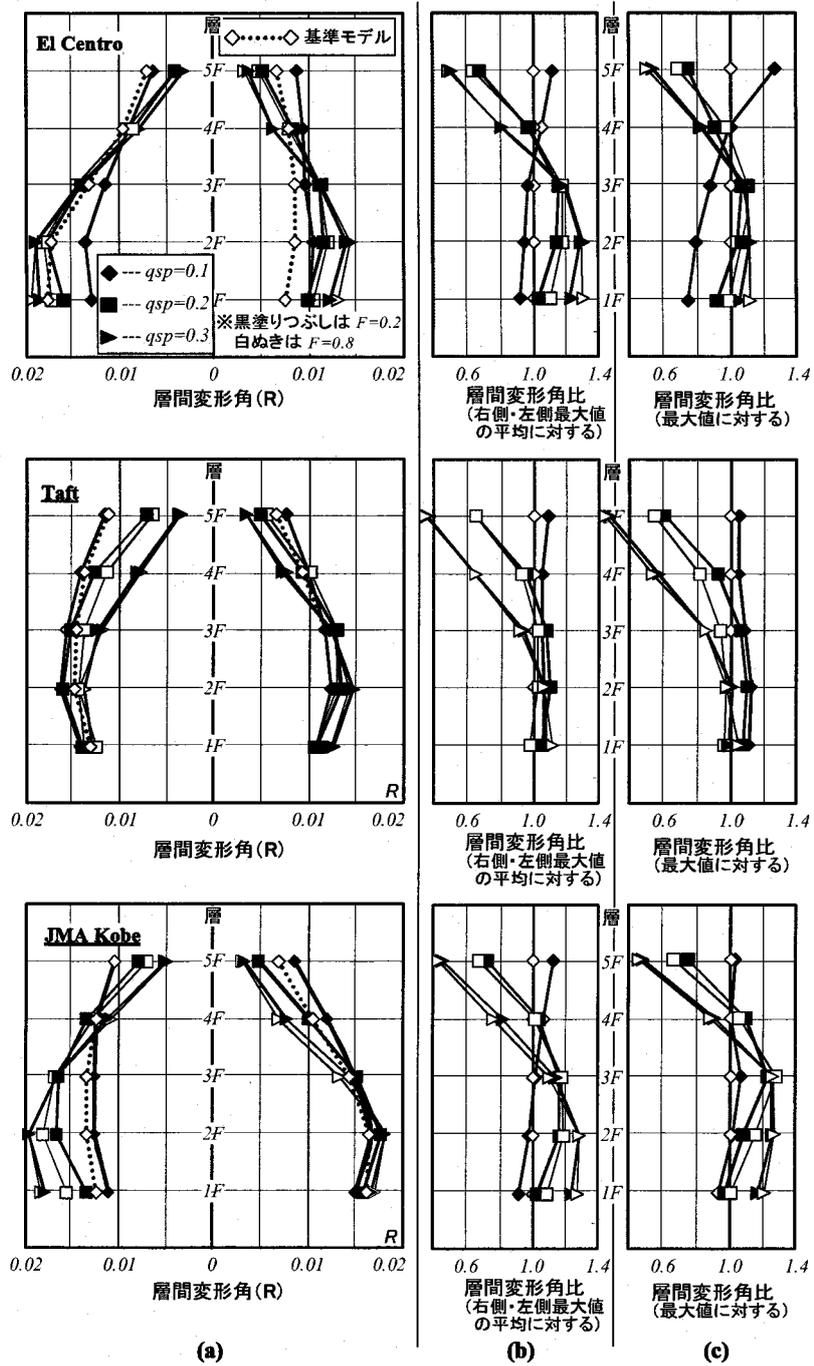


図2.4-3 最大応答層間変形角

く表していると考えられる。

そこで3層以下の値に着目すると、PC 鋼材量が大きいモデルほど層間変形角が大きく (図 2.4-3(a))、また各モデルの基準モデルの平均値に対する比率 (図 2.4-3 (b)) は、最大値に対する比率 (図 2.4-3 (c)) よりも大きくなっていることがわかる。これについて以下に詳述する。

PC 鋼材量の少ない建物、例えば基準モデルの El Centro 波による解析結果 では、変形量は左側で大きく、右側では小さい。一方、PC 鋼材量の多いモデルの変形量は、PC 部材の持つ「復元性が高い＝(履歴消費エネルギーが小さい)」という特徴が原因で、基準モデルの変形量に比べて大きく、しかも左右の差は小さくなっている。従って、“層間変形角の最大値”のみに着目して比較を行うと、 $q_{sp}=0.3$ のモデルの、基準モデルに対する層間変形角比の増大率は 10%程度 (図 2.4-3(c)) であるが、“左右の変形量の最大値の平均”を基準として比較を行うと、増大率はおよそ 30% (図 2.4-3(b)) になる。これは、地震中に受ける部材の変形の総量 (例えば梁ヒンジ部での回転変形の総量) が、“層間変形角の最大値”の比較により求まる値以上に大きくなる可能性、即ち部材の損傷程度がより大きくなる可能性を示している。なお、この点については、2.4.3 項において、梁材端ヒンジ部での回転量を用いて検討を行っている。

③ F 値の差による層間変形量の大小関係には明確な傾向はみられない。また、 q_{sp} が同じであれば F 値が異なる場合の差は小さく、平均値 (b)、最大値(c)によらず概ね 10%以下である

2.4.3 材端ヒンジ部の回転角

(1) 最大値

図 2.4-4 は各層梁材端ヒンジ部での最大応答回転角を示す。回転角は、材端剛塑性バネの回転角に仮定する塑性ヒンジ長さ (梁部材では $0.75D$: D は断面せい) において発生する弾性変形分を加えた値としている。同図の

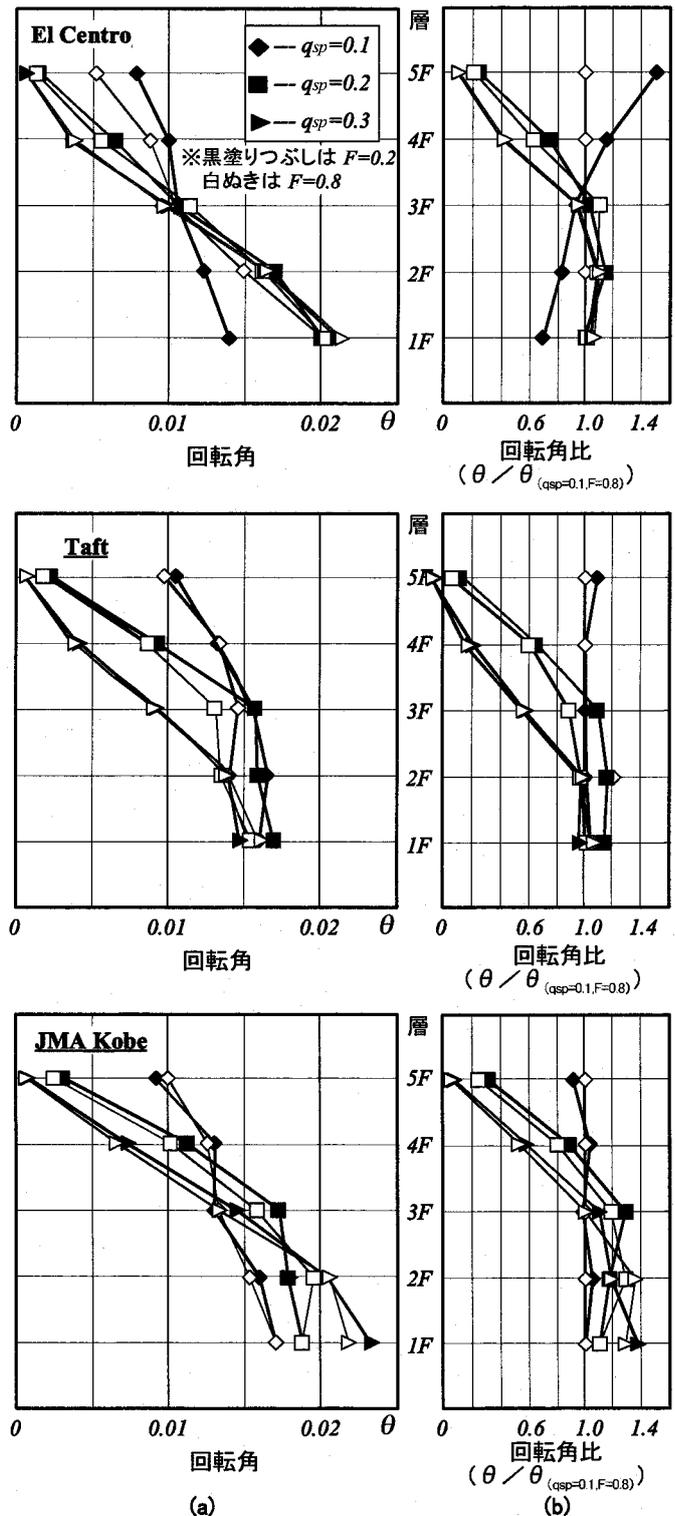


図2.4-4 梁材端ヒンジ部の最大応答回転角

(a)は回転角を、(b)は図 2.4-3 と同様、基準モデルの値を 1 として、各モデルの値を比の形で表したものである。部材回転角大きさの示す傾向については、層間変形角の示す傾向とほぼ同様である。即ち、

- ① モデル、地震波の違いによらず、3 層以下の梁で大きな回転角となる。
- ② 梁の終局曲げ耐力がほぼ同じ値である 3 層以下では、 q_{sp} が大きいほど大きな値となっており、基準モデルの値と比較すると、 $q_{sp}=0.2$ のモデルでは平均値で 10%~20%、 $q_{sp}=0.3$ のモデルでは 10~40%程度大きくなっている。
- ③ F 値の差による部材回転角の大小関係には明確な傾向はみられない。また、その差も小さく、概ね 10%以下である。

(2) 累積値

図 2.4-5 は、一例として、El Centro 波による解析の 1 層梁についてみたもので、(a)は材端ヒンジ部の回転角の累積値を、(b)は基準モデルの値を 1 として、他のモデルの値を比の形で表したものである。ここで示す回転角の累積値は、

解析毎時における材端ヒンジ部における回転増分(θ)の絶対値を単純に総和したものである。累積値による評価方法としては履歴による消費エネルギー量を用いた検討が一般的であるが、ここでは材端ヒンジ部での回転角そのものの総和を部材損傷に関する指標として検討を行った。これは、コンクリート部材の場合、繰り返し载荷を受けることにより、圧縮部コンクリートの剛性や耐力等の性能が劣化すること、コンクリート-鉄筋間の付着劣化が発生すること、またコンクリート剥落等が発生すること等、部材性能を劣化させる要因となると考えた為である。

図 2.4-5(a)より、回転量の累積値は前述での検討と同様の傾向、即ち q_{sp} が大きいモデル程大きな値となっている。その一方で F 値の大小による明確な差はないことが分かる。また、図 2.4-5(b)より回転量の累積値の比率は、応答量が大きくなる 2 秒付近以降ではおおよそ一定値とみなすことができ、 $q_{sp}=0.2$ のモデルで約 1.25、 $q_{sp}=0.3$ のモデルで約 1.55 である。この傾向は他の層、他の地震波による解析の場合も同様であった。そこで、各モデルの 1~3 層について、各地震波による回転量の累積値の比率を一覧にしたものが図 2.4-6 である(4 層以上の値については、前述したように曲げ耐力が設計用応力に対し相対的にかなり大きく、応答量が 1~3 層の値に比べて極端に小さくなるため、検討対象から外した)。同図より、累積値の比率は、 q_{sp} 、層値が同じ条件であれば、地震波の違いによらず同程度の値となることが分かる。また、 q_{sp} の値が大きくなる程大きな値となっており、例えば 1 層梁で、 $q_{sp}=0.3$ のケース(図 2.4-6(a))についてみると、層値の大小によらず基準モデルより 50%程度大きくなっている。前述の応答回転角の最大値の検討(図 2.4-4(b))では、基準モデルの値に対して 10~40%程度の増大であることから、回転角の累積値の比率は回転角の最大値の比率(図 2.4-4(b))以上に大きな値となることがわかる。即ち、回転角の累積値を損傷の指標と

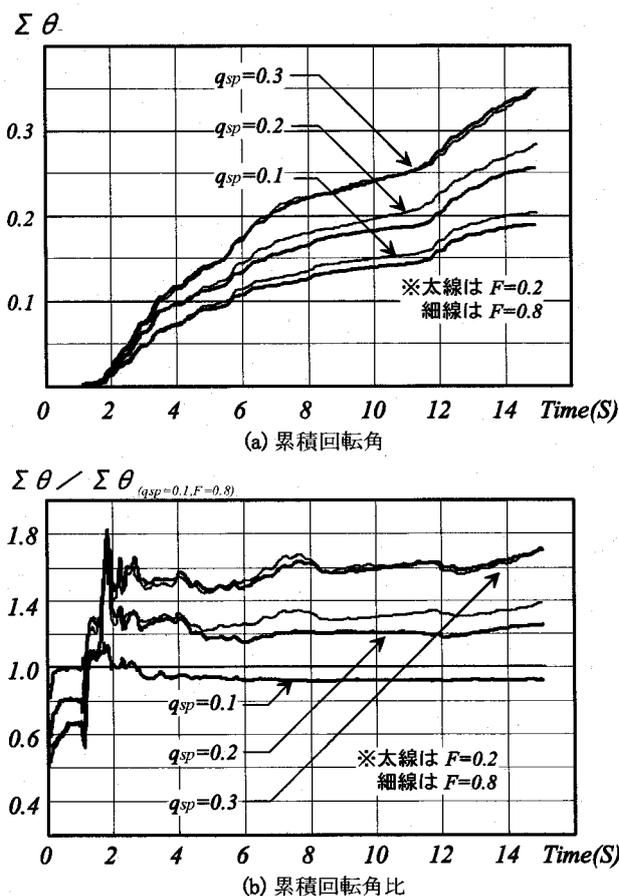


図2.4-5 梁材端ヒンジ部の累積回転角の検討例 (1F梁 El Centro 波)

して考える場合、PC 鋼材量が多い断面では、最大応答値を損傷の指標として考える場合より、より損傷程度が大きく評価される。なお、この傾向は、他の全てのモデルについて共通である。

2.5 結論

PC 鋼材量ならびに PC 鋼材-グラウト間の付着程度が建物の大地震時挙動に及ぼす影響を検討するため、PC 部材の曲げ挙動を、材端バネにファイバーモデルを用いることにより評価し、PC 鋼材量および PC 鋼材-グラウト間の付着劣化程度をパラメータとして梁降伏型の平面 PC 骨組建物の応答解析を行った。得られた知見を以下に示す。

- 1) ファイバーモデルを用いた梁断面の解析結果 (図 2.4-1) より、PC 鋼材-グラウト間の付着劣化程度が大きい場合、戻り時の剛性が途中で小さくなり“S 字型”の履歴となる。ただし、等価粘性減衰の値については PC 鋼材-グラウト間の付着劣化程度による差は見られない。
- 2) フレーム応答解析による最大応答層間変形角の検討結果 (図 2.4-3) より、梁部材の終局曲げ耐力が同じであれば、PC 鋼材量が多いモデルほど層間変形角は大きな値となる。基準モデル ($q_{sp}=0.1, F=0.8$) の値と比較すると、PC 鋼材量が多いモデルでは、最大値の平均値 (水平方向変位の左右の最大値の平均値) を基準とした場合の値は、最大値 (水平方向変位の左右の最大値のより大きい方の値) を基準とした場合の値より大きくなる。地震中に受ける部材の変形の総量 (例えば梁ヒンジ部での回転変形の総量) が、“層間変形角の最大値”の比較により求まる値以上に大きくなる可能性、即ち部材の損傷程度がより大きくなる可能性を示している。

PC 鋼材-グラウト間の付着程度の差による層間変形量の大小関係には明確な傾向はみられない。

- 3) フレーム応答解析による梁端ヒンジ部の応答回転角の検討結果 (図 2.4-4、2.4-5) より、最大値は q_{sp} が大きいほど大きな値となっており、基準モデル ($q_{sp}=0.1, F=0.8$) の値と比較すると、 $q_{sp}=0.2$ のモデルでは 10%~20%、 $q_{sp}=0.3$ のモデルでは 10~40%、程度大きくなる。PC 鋼材-グラウト間の付着程度の

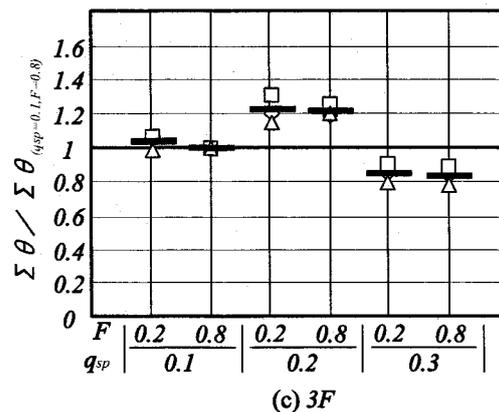
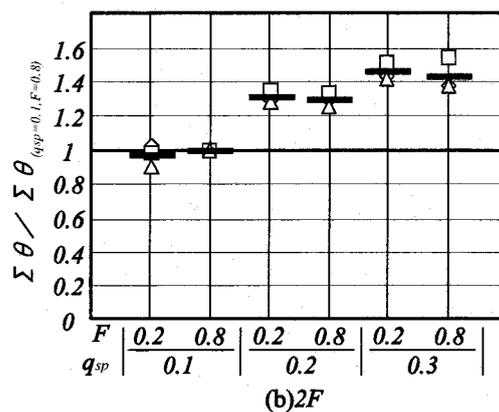
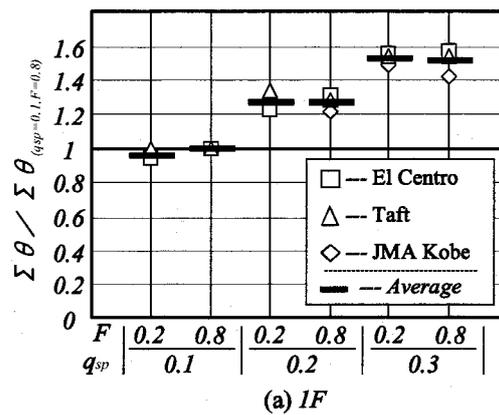


図2.4.6 梁材端ヒンジ部での回転角累積値 (基準モデル ($q_{sp}=0.1, F=0.8$) の値を1とした時の比率)

差による回転角の大小関係には明確な傾向はみられない。回転角の累積値を損傷の指標として考える場合、PC 鋼材量が多い断面では、最大応答値を損傷の指標として考える場合より、より損傷程度が大きく評価される。

[参考文献]

- 2-1) 西山峰広、渡辺史夫、六車熙：「PC、PPC 及び RC 骨組の地震応答性状」、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.15 No.2、pp.1125-1130、1993
- 2-2) Nishiyama M. : Seismic Response and Seismic Design of Prestressed Concrete Building Structures, Ph. D. Thesis, Kyoto University, pp.161-179, 1983
- 2-3) 浜原正行、岡田満：プレストレストコンクリート曲げ部材の復元力特性に関する研究、日本建築学会論文報告集、No.410、pp.63-69、1990
- 2-4) 林三雄、岡本伸、小谷俊介、加藤博人、傅金華、PC 部材の履歴特性と PC 造建物の地震応答性状、プレストレストコンクリート技術協会誌、Vol.34、No.4、pp.57-67、1995
- 2-5) 杉本訓祥、伊藤央、塩原等、小谷俊介、プレストレスト鉄筋コンクリート造部材の履歴復元力特性、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.19、No.2、pp.1143-1148、1997
- 2-6) 鈴木計夫、中塚侑、岡田充弘、榎本秀文、繰り返しを受ける高靱性 PC 梁の曲げモーメント-曲率関係についての解析的研究、近畿支部研究報告集、pp.153-156、1979
- 2-7) 岸本一蔵、松居八重子、大野義照、PRC 梁断面の履歴モデルに関する研究 (その 2 コンクリート-PC 鋼材間の付着劣化が履歴に及ぼす影響の検討)、日本建築学会大会梗概集、C-2 構造 4、pp.1041-1042、1999
- 2-8) 林田 則光：PC 共研構造性能評価 WG 資料 W6-3-1、1997.1
- 2-9) 日本建築学会：「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」、1993
- 2-10) 日本建築学会：「プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説」、1993
- 2-11) 西山峰広、渡辺史夫、六車熙：アンボンド PC 部材の曲げ終局耐力に関する研究、プレストレストコンクリート Vol.26、No.1、pp.10-16、1984
- 2-12) 岸本一蔵、「曲げ変形」に関する検討資料 (断面解析を用いた検討 No.2)、AIJ PC 部材力学挙動予測法小委員会資料 No.6-67、1998.9
- 2-13) 青山博之、上村智彦、マトリックス法による構造解析、培風館、1988
- 2-14) コンクリート工学ハンドブック、pp.452-464、1985
- 2-15) 榎本 秀文、「PRC 梁の履歴性質に関する解析的性質」、大阪大学大学院修士論文、pp.60-65、1981
- 2-16) 日本建築学会：コンクリート構造 (PC、PRC) 部材の靱性設計手法と耐震架構への応用、pp.58-81、1997.9
- 2-17) 中塚侑、阪井由尚、中川裕史：コンファインドコンクリートの強度・変形特性推定式、日本建築学会構造系論文報告集、Vol.505、pp.93-99、1998.3

第3章 梁降伏先行を想定した骨組構造の地震時挙動に及ぼす一階柱脚部の横拘束補強筋量の影響

3.1 序論

梁降伏先行型を想定する建物であっても、骨組構造の場合、地中梁にヒンジを形成させることは殆ど無い。これは、補修が困難であること、また、地中梁の曲げ耐力は他層の梁に比べて極めて大きくヒンジを形成させることが困難であること等がその理由である。従って、梁降伏先行型の建物であっても、建物1階部では、柱脚部にヒンジ形成を計画するのが一般的である。

プレストレストコンクリート（以下 PC と略記）構造体において梁降伏先行型を想定する場合、1階柱脚部の靱性を確保することは鉄筋コンクリート（以下 RC と略記）構造体の場合に比べてより重要になると考えられる。PC 架構では大スパン架構となるため、同規模の RC 架構と比較して柱本数が少なく、また、第1部・第2章で示したように、PC 梁部材の曲げ履歴特性は原点指向性を有するため RC 梁に比べてエネルギー吸収能が小さいことから地震時における各種応答量の増大の可能性が高い。従って、1階柱脚部への負担が RC 構造建物の場合に比べて相対的に大きくなる事が考えられるからである。本論文は、全体降伏型を想定した PC 骨組構造を対象に、コンファインドコンクリートの応力度-ひずみ度特性を考慮した部材の曲げ特性を1階柱脚部に与え、横拘束補強筋量の違いが建物の応答量、および一階柱脚部の挙動にどのような影響を及ぼすかを検討したものである。

3.2 解析モデル

解析対象建物は、第二部・第1章で試設計したモデルのうち、5層（高さ約20m）でスパン長（L）15mのモデルを基に、全ての層の柱一辺長さを5cm縮小したものとした（図3.2-1参照）。柱一辺を5cm縮小した理由は、部材設計において断面寸法が5cm程度の増減することは一般的であること。また、縮小することにより柱軸力比が大きくなり、柱靱性が低下することから、解析結果に対する判定がより安全側のものになるとの配慮からである。主筋および PC 鋼材量を決定するための設計用応力は、建設省告示に従い地震時応力、鉛直荷重（自重+積載荷重）時応力および不静定応力を考慮した。地震時応力は、建築基準法施行令で規定する地震荷重（ $C_B=0.2$ と A_1 分布形）による弾性応力を1.5倍（即ち $C_B=0.3$ ）としたものとし、固定、積載荷重は一般事務所ビルの建物諸元及び建築基準法施工令に準拠した。梁の PC 鋼材はプレストレストコンクリート設計施工規準・同解説³⁻¹⁾の付録7：case2のように配置し、梁部材中央位置において断面の最下端の応力が零になる条件より PC 鋼材量を求め、その量を基

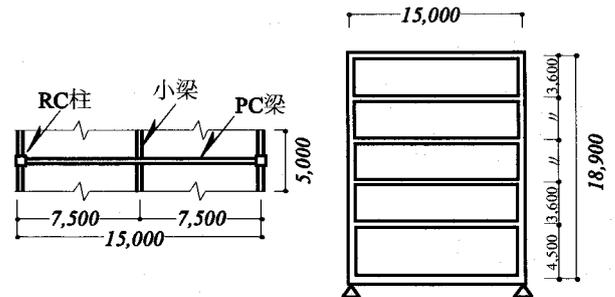


図3.2-1 解析対象建物

表3.2-1 解析対象建物の部材断面寸法と梁の終局プレストレス率（ λ ）

階	柱断面	梁断面	λ
	bxD(cm)	bxD(cm)	
5	60x60	55x90	0.79
		55x90	0.76
4	65x65	60x90	0.74
		60x90	0.71
2	70x70	60x90	0.69
		60x150	
1	70x70		

に同規準の算定規定に従い計算した。施工順序については、各層打ち込み後、所要強度に達した後にプレストレスを導入するものとした。以上、各応力の算定にあたっては、架構の初期剛性に基づいた弾性解析を行った。断面寸法および PC 梁の終局プレストレス率 ($\lambda = T_{py} / (T_{py} + T_y)$: ここで T_{py} は PC 鋼材の降伏時応力、 T_y は引張鉄筋の降伏時応力) の一覧を表 3.2-1 に示す。使用材料については、コンクリート圧縮強度について柱は F_c 270kg/cm²、梁は F_c 360kg/cm²とした。柱の主筋量は、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説^{3.2)}の柱の曲げ終局強度の略算式を、また梁の主筋量は、プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説の曲げ破壊耐力の計算の条項をそれぞれ用いて求めた。

表3.2-2 1階柱脚部の横拘束補強筋量と解析モデル一覧

補強筋	なし ($p_s=0\%$)	 D13@100 ($p_s=0.38\%$)	 D13@100 ($p_s=0.57\%$)	 D13@80 ($p_s=0.94\%$)
基準 Original-Series	C0	C1	C2	C3
軸力 2割増加 NU-Series*	C0-NU	C1-NU	C2-NU	C3-NU
耐力 2割低下 MR-Series	C0-MR	C1-MR	C2-MR	C3-MR

* NU-Series については曲げ耐力が変わらないように鉄筋量を調節

3.3 解析仮定および条件

検討した要因は 1 階柱脚部の横拘束補強筋量であり、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説^{3.2)} (以下 RC 規準と略記) により評価した、設計時におけるせん断耐力を満足する最小補強筋量である D13@100 の口型補強を基本 (C1) として、中子筋を追加したタイプ (C2 : D13@100 田型補強)、中子筋を 2 本追加し、補強筋ピッチを 80mm としたタイプ (C3 : D13@80 田型補強)、更にコンファインド効果を考えない (即ち無補強、プレーンコンクリート) のタイプ (C0) の 4 種類について検討した (表 3.2-2 中の図参照)。補強筋降伏強度は 3500kg/cm² で全てのモデルについて共通である。各補強筋モデルに対し、一階柱脚部曲げ耐力を 20% 低下させたモデル (MR-Series)、一階柱脚の軸力比を長期荷重に対し 20% 割増したモデル (NU-Series) についても検討している。なお、MR-Series、NU-Series についても梁部材断面の寸法は基のモデル (Original-Series) と同一としている。また、表 3.2-2 の脚注にも示すように、UN-Series については軸力が Original-Series より高いため、主筋量を調整し、RC 規準の柱の曲げ終局強度の略算式で算定される曲げ終局耐力が Original-Series と同一となるように設定した。解析対象の一覧を表 3.2-2 に示す。

以上の条件で試設計した建物を、両端部に長さを持たない塑性バネ (曲げ変形のみを考慮)、中

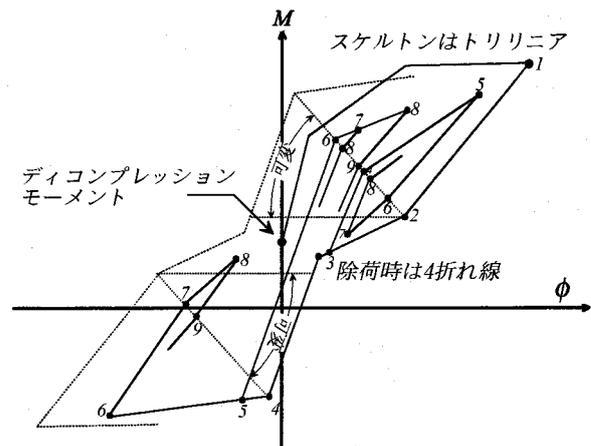


図3.2-2 PRC梁の履歴モデル (第1部・第5章)

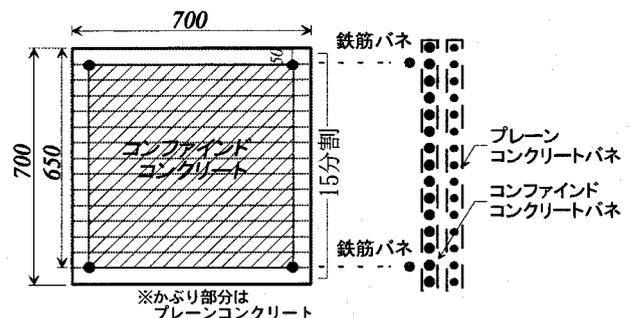


図3.2-3 柱断面のモデル化 (ファイバーモデル)

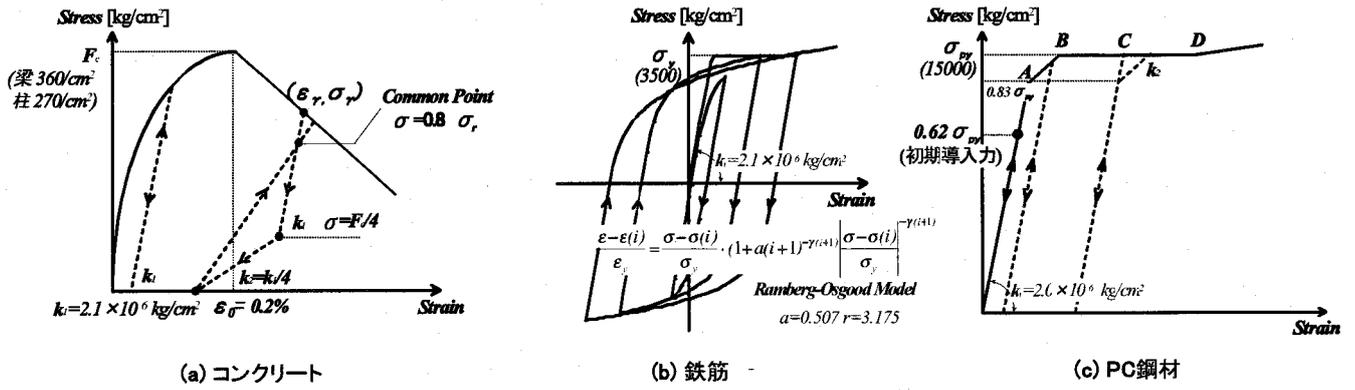


図3.2-3 ファイバーモデルで用いる材料の応力度-ひずみ度関係

中央部を弾性体（曲げ、せん断変形を考慮）とした線材で構成されるモデルに置換した [付録 1-5-2]。PC 梁部材の塑性バネは第 1 部・第 5 章で提案する PC 梁部材のモーメント-曲率関係の履歴モデルに（図 3.2-2）、塑性ヒンジ長さ $0.75D$ （ D ：部材せい）を仮定して得られるモーメント-回転角関係を用いた。一階柱脚部には、断面をせい方向に 15 分割したファイバーモデルを用いた（図 3.2-3）。ファイバーモデルに用いられる鉄筋、コンクリートの応力度-ひずみ度（以下 $S-S$ ）関係は図 3.2-4（a~c）^{3-3),3-4),3-5)} [付録 1-3-2] に示されるものを用い、横拘束補強筋により囲まれる部分のコアコンクリートのコンファインド効果については中塚等の提案する式³⁻⁶⁾ [付録 1-1-1] により評価している。本モデルを採用することにより、補強筋量の違いが部材の曲げ-変形状に及ぼす影響はもとより、曲げ耐力-軸力相関関係について考慮することができる。なお、一階柱脚部以外の柱については常に弾性とした。

上記のフレームモデルを、1 階床位置で基礎固定として地震応答解析を行った。質量は一般事務所ビルの地震時層重量とし、柱・梁接合部に振り分けて与えた。数値積分方法は NewMark β 法（ β

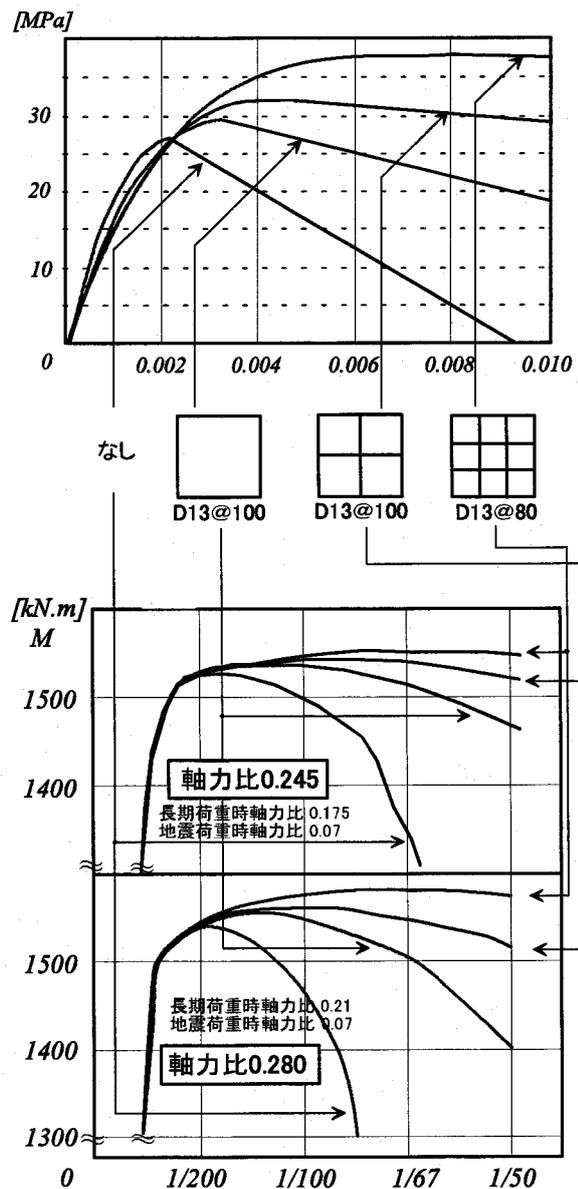


図3.4-1 各補強タイプ時のコンクリートの応力度-ひずみ度関係と柱材端ヒンジ部のモーメント-回転角関係

=0.25) を用い、減衰条件は初期剛性比例型の内部粘性減衰で一次の減衰定数 h_1 を 3.0% と仮定した。使用した地震波は El Centor NS、Taft EW、JMA Kobe EW の 3 波であり、入力レベルは 75kine、解析時間は 15 秒とした。

3.4 解析結果

3.4.1 コンクリートの応力度-ひずみ度関係と部材のモーメント-曲率関係

図 3.4-1 に、無補強および各補強時のコンクリートの $S-S$ 関係と、それを用いてファイバーモデルにより計算される $M-\theta$ 関係を示す。なお、 $M-\theta$ 関係は軸力を Original-Series の設計時の短期軸力 ($\eta=0.245$: η は軸力比 $=N/bDF_c$ 、ここで N は軸力大きさ、 $b \cdot D$ 断面幅とせい、 F_c コンクリートの圧縮強度) と NU-Series の設計時の短期軸力 ($\eta=0.280$) の 2 種類について示している。図 3.4-1(a) より、補強筋量が増えるに従い圧縮強度および圧縮強度時ひずみが大きくなり、かつ圧縮強度時ひずみ以降のひずみ軟化域での勾配の緩化が顕著に見られる。同図(b)の $M-\theta$ 関係においても、最大耐力時以降のモーメント低下の程度は補強筋量が増すにつれて緩くなっており、特に軸力が高いケースについてその傾向が顕著である。詳述すると、補強筋の場合 (C0 と C0-NU)、或いは少ない場合 (C1 と C1-NU) では、軸力が高いほうが最大耐力以降の耐力低下程度が大きい。これに対し、補強筋量が最も多い場合 (C3 と C3-NU)、両者とも最大耐力以降の耐力低下は非常に小さく、最大耐力を比較すると軸力が高い C3-NU のほうが大きくなっている。これは第一部・第二章の「コンファインド補強された RC 柱部材の終局曲げ耐力」の所でも述べたように、コンファインド補強量が比較的大きくかつ軸力比が大きい場合、曲げ耐力の上昇が顕著になるという現象によるものである。

3.4.2 応答解析結果

図 3.4-2 に各層の最大応答層間変形角を地震波別に示す。なお、各補強モデルのうち無補強で耐力を低減させた C0-MR は、柱部材の最大耐力以降の耐力低下程度が非常に大きくなり、全ての地震波で計算不能となっている。同図より、1 層部での層間変形角が総じて最も大きく、また各モデルによるばらつき程度の大きいことから、以下の検討は 1 層部分について行う。

図 3.4-2 で示される 1 層部の最大応答層間変形角によれば、基本的に次のような傾向がみられる。

- ① 無補強 (C0 : 図中 ◆ or ◇) タイプは、他の補強モデルよりも約 10~20% 大きい層間変形角となる。
- ② 柱部材耐力を低下させたモデル (UN-Series : 黒塗り記号) は、他の Series のモデルよりも大きい層間変形角となる。
- ③ 補強筋を有している (C1~C3 : △、□、○) タイプについては、補強程度にかかわらず層間変形角の値に大きな違いはみられない。

以上の点についてより詳しくみるために、図 3.3-3、3.3-4 に 1 階柱脚塑性ヒンジ部のモーメント (M) - 回転角 (θ) 関係の一例を示す。同図は El Centor 波による解析結果であり、図 3.4-3 は Original-Series ((a) は最大変形時に引張側となる部材、(b) は圧縮側となる部材) の $M-\theta$ 関係、図 3.4-4 は C0, C1 の NU (長期荷重時の軸力比を 2 割上昇)、MR (終局耐力を 2 割低下) -Series のものである。

図 3.4-3 より、最大変形時に引張側になる(a)の履歴は C0~C3 の間に明確な違いはみられないのに対し、圧縮側になる(b)側は、無補強である C0 の履歴が補強を有しているものに比べて大きく異なっている。即ち、 $\theta=0.01$ 付近からモーメントが低下し、 $\theta=0.02$ でおよそ最大値の半分程度となっており、回転角の値も補強を有しているものに比べておよそ 18% 大きな値となっている。また、C0 と C1 の点線部分の対比で分かるように、最大変形経過後、同方向の変形に対し剛性が著しく低下している。

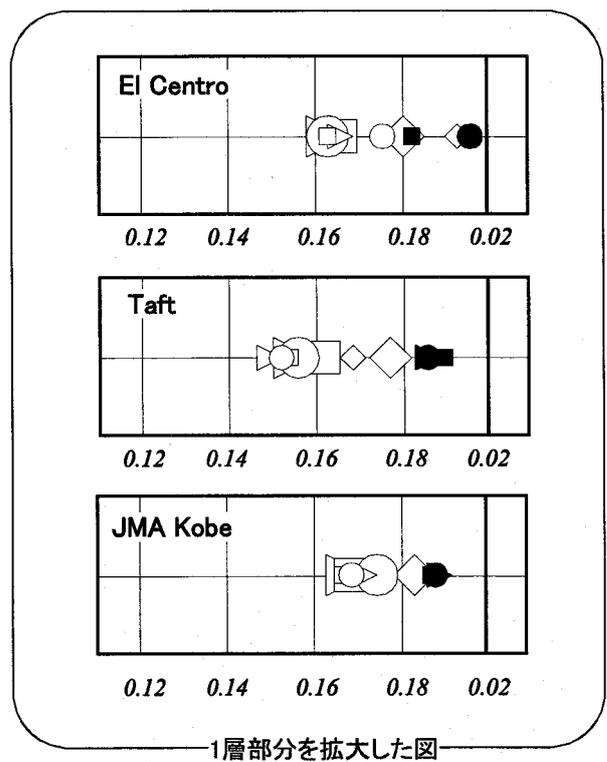
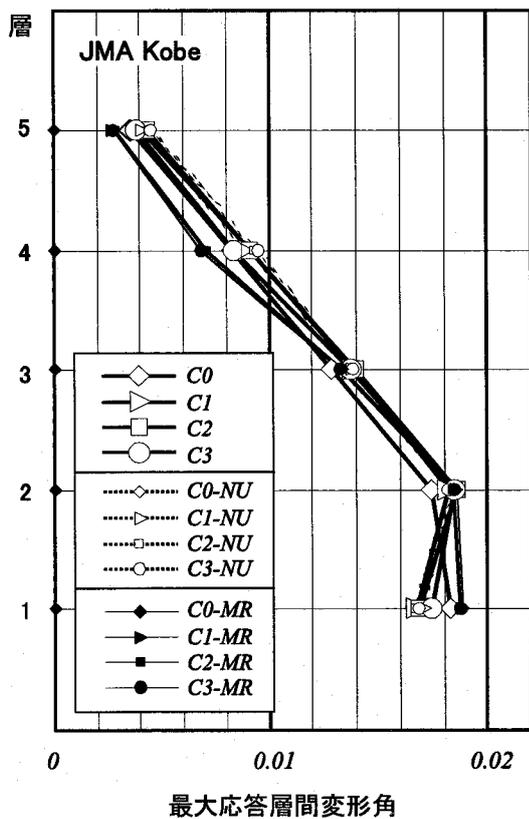
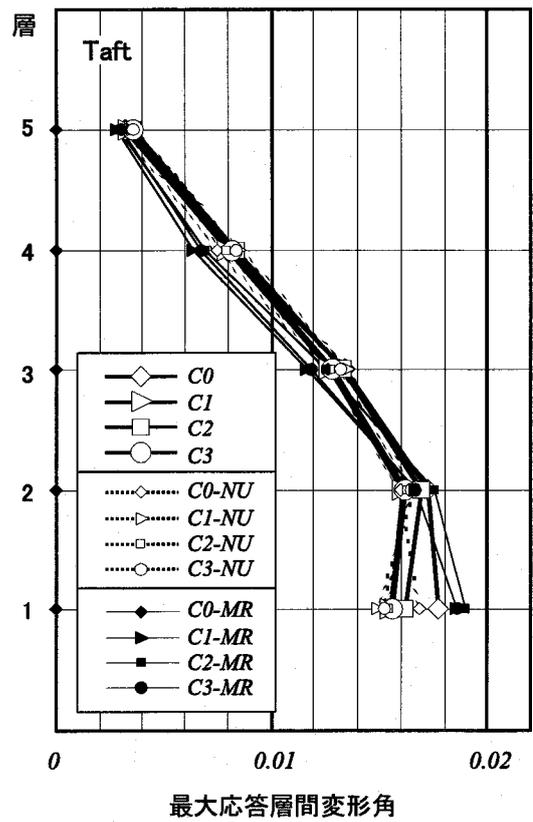
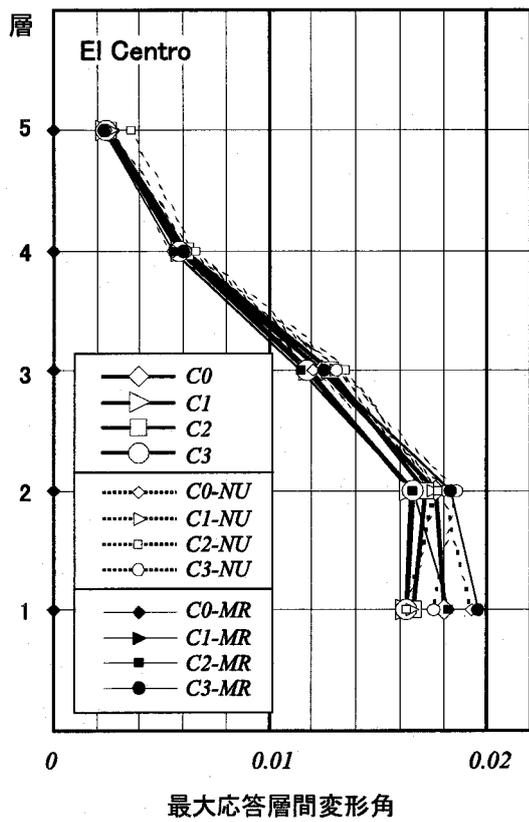
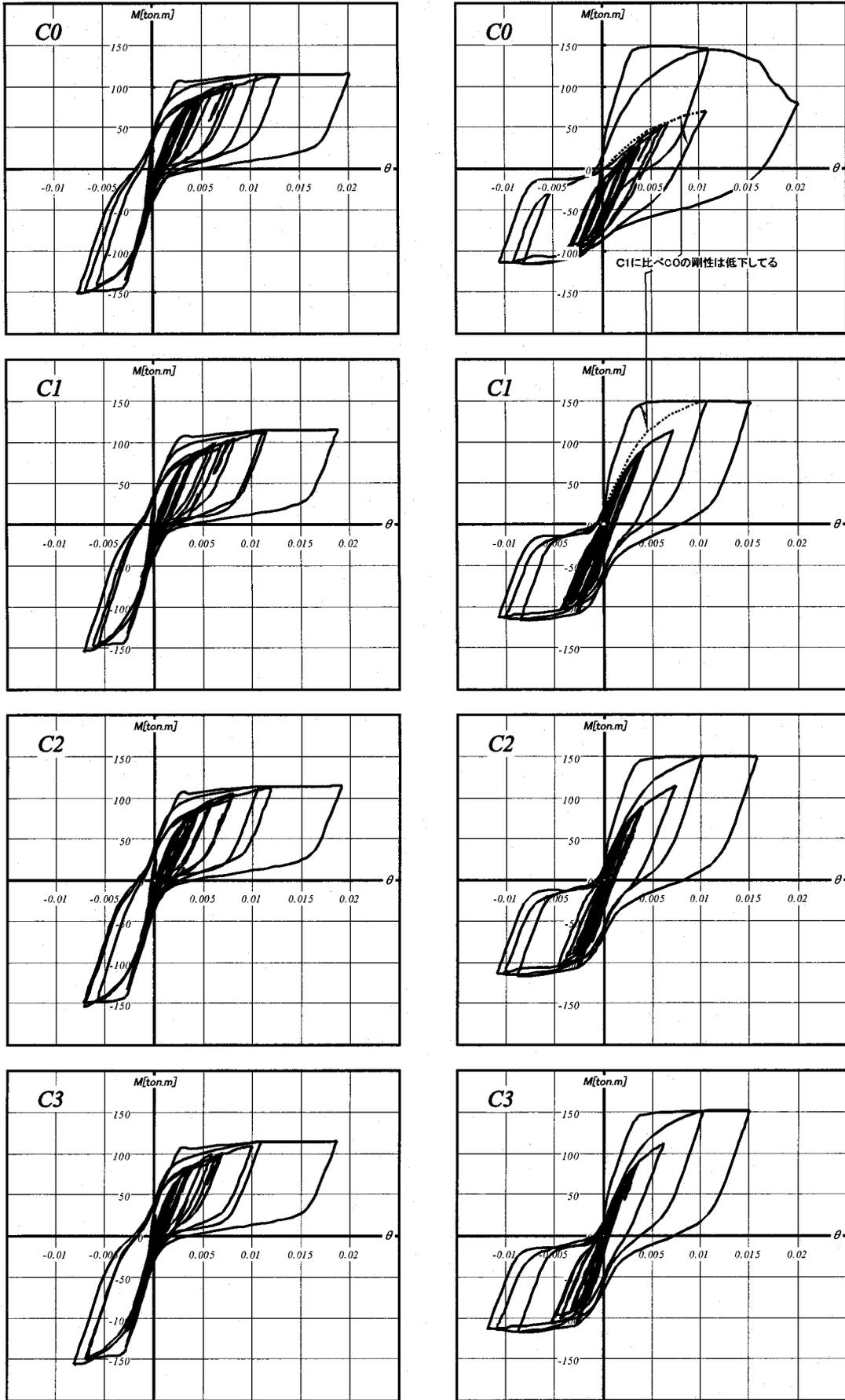


図3.4-2 最大応答層間変形角



(a)

(b)

図3.4-3 M-θ関係 (Original-Series El Centro)

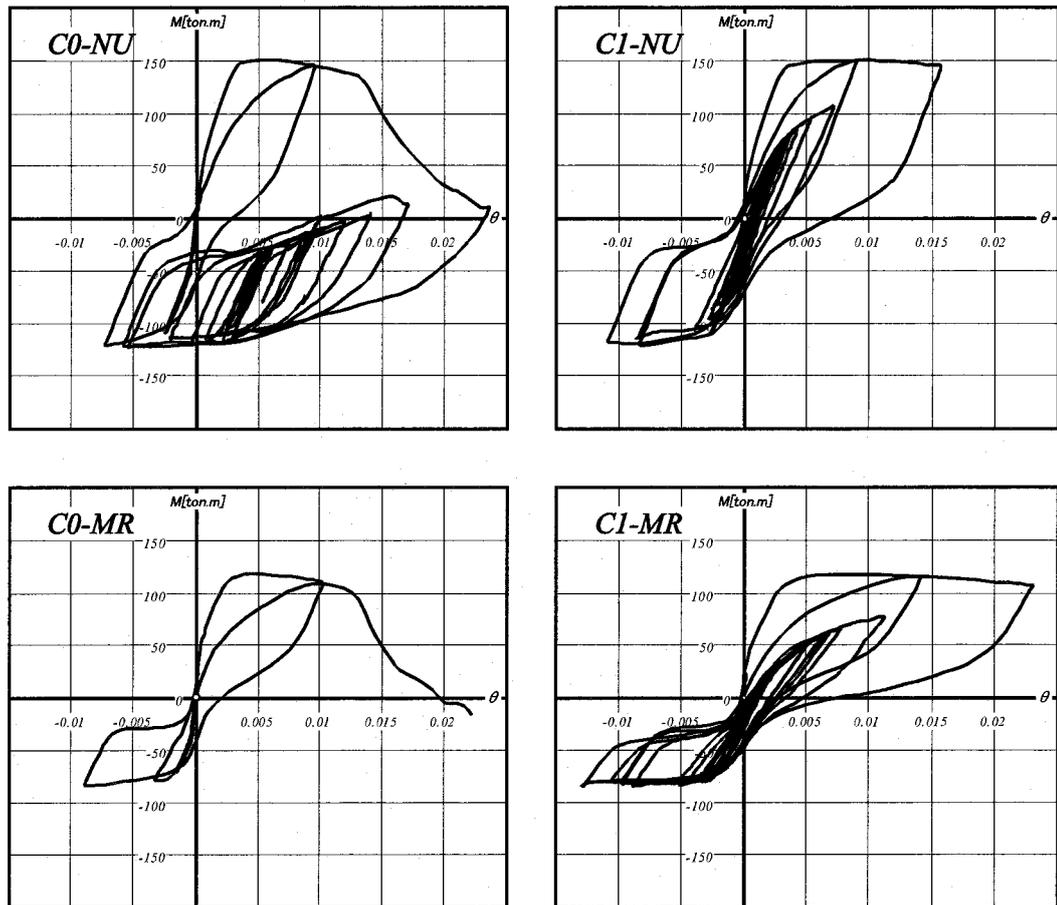


図3.4.4 M- θ 関係 (C0,C1のNU,MR-Series : El Centro)

本解析例では、モーメントが大きく低下した後、同方向の同時点での最大経験変形を越えることはなかったが、これを越えるような場合、最大変形時の耐力は、ほぼ零近くまで低下している。解析では圧縮側コンクリートの損傷程度にかかわらず、両者の最大変形値にはより明確な違いが現れる可能性が高いといえる。

図 3.4.3 と図 3.4.4 の比較により、Original-Series に比べ軸力を高めた C1-NU では最大変形値に大きな違いはなく、無補強のモデルである C0-NU ではおよそ 15%大きい値となっている。また、C0-NU では鉄筋に関して平面保持の仮定が成り立つものとして解析しているため、最大変形経験以降の履歴についても解析しているが、実際の部材ではコンクリート-鉄筋間の付着劣化が発生するため解析で得られたような挙動を期待することは難しいと考える。終局曲げ耐力を低下させた MR-Series では、C1-MR の場合、Original-Series の値に比べおよそ 50%大きい値となった。また、C0-MR では、C0-NU と同じく $\theta=0.013$ 付近からのモーメントが著しく低下し、 $\theta=0.02$ 以上の点で解析不能となった。

図 3.4.5 に 1 階柱脚部の最大応答回転角一覧を示す。なお、図 3.4.3 で示したように、柱が引張軸力を受ける場合には補強筋の有無が部材の変形能に与える影響は殆どないため、図 3.4.5 では圧縮側となる場合の最大値について示している。同図によれば、何れの地震波によっても、また Original、NU、MR のいずれの Series の結果もほぼ同様の傾向を示していることがわかる。即ち、無補強の場合の値が補強を有する場合の値よりおよそ 30~50%大きくなる。また、補強筋を有する場合、補強筋量の多少は回転角値に影響を及ぼさない。NU-Series (長期軸力を 20%高めたシリーズ) の値は Original-Series の値とほぼ同じである。MR-Series (曲げ耐力を 20%低減したシリーズ) の値は、Original-Series の値よりおよそ 30~40%

大きな値となった。ただし、C0-MR は全ての地震波で解析不能であり、建物倒壊の可能性がある。

3.4.3 コンクリートの劣化程度について

図 3.4-6 に解析終了後のコンクリートの劣化程度を El Centro 波による結果を例として示す。劣化程度は、残存圧縮強度をコンファインド効果を考慮したコンクリート圧縮強度で割った値で示すこととし、この比の値を‘残存耐力比’と定義する。図 3.4-6 によれば、C0 のモデルの残存耐力は他のモデルに比べて極端に小さいことがわかる。最外縁の6つの部分(同図の第1~6ブロック)では100% (ひずみが圧縮強度時ひずみを越えなかった) であるが、7~11のブロックで線形的に低下し、第12~15のブロックでは0となっている。これに対し、その他のモデルでは、最も大きな圧縮状態となった最外縁のブロック(第15ブロック)でも最大20%程度の劣化であることがわかる。なお第1ブロックでの値が、C0の場合を含め、全てのモデルについて100%となっているが、これは第1ブロック側が圧縮を受ける時には、フレームとして柱が引張力を受ける状態にあることから軸力比が小さく (Original-Series で $\eta = 0.10$)、いずれのブロックも圧縮強度に達していないためである。なお、他の地震波による結果もほぼ同様であった。

3.5 結論

梁降伏先行を想定した5層、1スパンのPC骨組構造建物について、一階柱脚部の横拘束補強筋量の違いが大地震時における建物の応答量に及ぼす影響について検討した。以下に得られた知見を示す。

- 1) 横拘束補強筋量の違いはコンクリートのS-S関係の改善度に大きく影響を及ぼすが、RC規準で示される部材のせん断耐力確保に必要な最小補強量(C1)を満足していれば、部材のM- θ 関係に及ぼす影響は比較的小さい。
- 2) コンファインド補強の効果を考慮せず曲げ耐力を低下させたモデル(C0-MR)では部材の曲げ耐力低下が極めて大きく応答解析は解析不能となった。
- 3) コンファインド効果を考慮する場合(C1~C3)、補強筋量の違いが一階の最大応答層間変形角、一階柱脚部の最大応答回転角に与える影響は小さい。
- 4) コンファインド効果を考慮する場合(C1~C3)、1階柱脚部において、地震時に最も大きな圧縮ひずみ

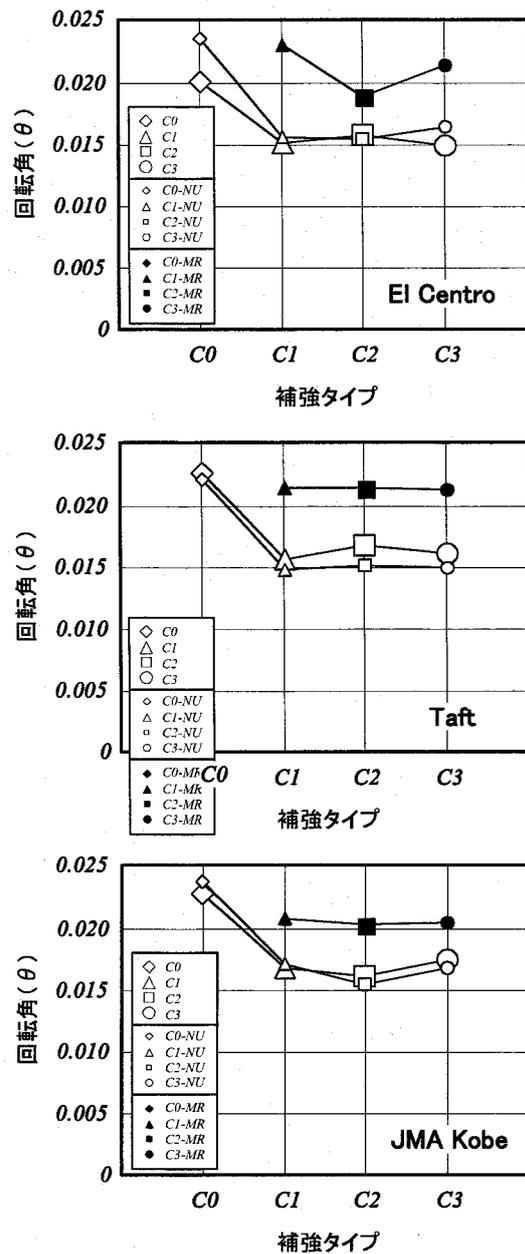


図3.4-5 1階柱脚部の最大応答回転角 (θ)

を受ける最外縁のコンクリートファイバーの残存耐力比は80%以上である。

本検討は限られたモデルについての検討であり、より軸力が高くなる中柱に対する検討を行う必要がある。

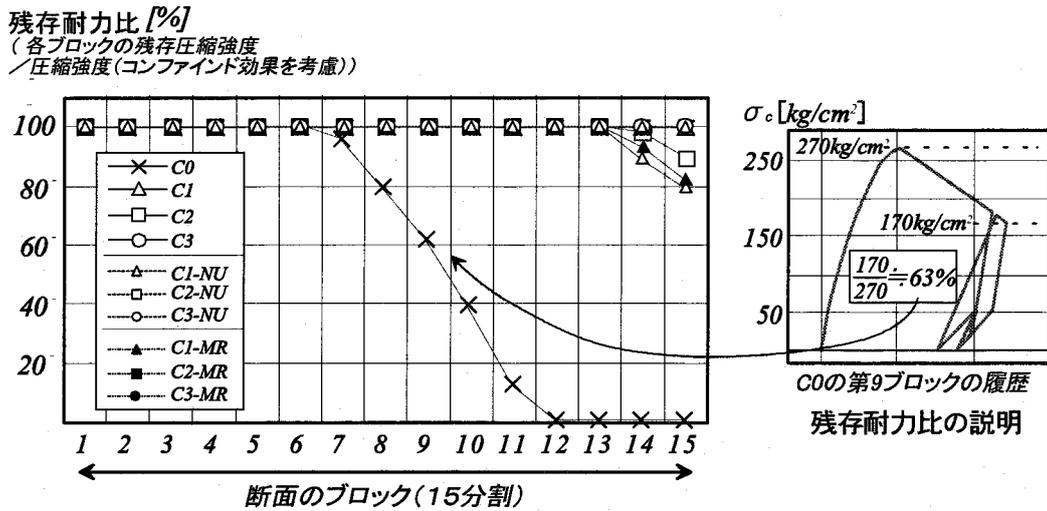


図3.4-6 一階柱脚部における残存耐力比

[参考文献]

- 3-1) 日本建築学会：プレストレストコンクリート構造設計・施工規準、1993
- 3-2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、1981
- 3-3) コンクリート工学ハンドブック、pp.452-464、1985
- 3-4) 榎本 秀文、"PRC 梁の履歴性質に関する解析的性質"、大阪大学大学院修士論文、pp.60-65、1981
- 3-5) 日本建築学会：コンクリート構造 (PC、PRC) 部材の靱性設計手法と耐震架構への応用、pp.58-81、1997.9
- 3-6) 中塚 信、阪井由尚、中川裕史：コンファインドコンクリートの強度・変形特性推定式、日本建築学会構造系論文報告集、Vol505、pp.93-99、1998.3

第4章 地震時上下応答に関する検討

4.1 序論

現在、建物の設計用地震荷重には地震動の水平方向成分のみが考慮されており、上下方向地震動やそれに対する建物の挙動については考慮されていない。しかし、大スパン架構などでは梁の上下振動が大きく励起される可能性が指摘されており⁴⁾¹⁾、鉄筋コンクリート構造（以下 RC と略記）や鋼構造については上下地震動の影響を検討した研究が幾つか行われている^{4)2,4)3)}。これに対し、プレストレストコンクリート（以下 PC と略記）構造では一般に大スパン構造となるにもかかわらず、上下地震動による挙動について検討された研究は皆無である。

本章では、上下地震動による PC 構造の挙動について解析的に検討したものであり、研究の第一段階として中小地震時、即ち弾性挙動時における建物の加速度応答量および発生する応力（モーメント）大きさについて検討する。

4.2 検討概要

検討は、第二部・第1章において試設計した PC 建物を用い、梁部材について以下項目に対して行った。

- ① 最も基本的な性状を把握するために、梁部材単体モデル（試設計モデル（図 4.2-1）の 1 層梁を取り出し、両端固定としたモデル）に対して、上下方向の固有周期の算定を行い、これと地震波の加速度応答スペクトルを比較する。これにより、スパン長の大小が上下方向の応答量に対してどのように影響するかを検討する。次に、上下方向の時刻歴弾性応答解析を行い、地動加速度に対する、梁中央部での加速度応答倍率を求める。
- ② 建物中での PC 梁部材の応答性状を把握するために、試設計モデルをフレームモデルに置換し、上下方向の時刻歴弾性応答解析を行い、梁端部、及び梁中央部での地動加速度に対する加速度応答倍率を具体的な数値として求める。また、梁端部での加速度応答値に対する梁中央部の加速度応答値の比率を、梁部材単体モデルのそれと比較する。更に、梁中央部に置いて発生する最大モーメントを算定し、長期荷重時モーメントと比較する。

4.3 解析仮定および条件

4.3.1 解析対象

解析対象は、PC 梁・RC 柱から構成される中低層 1 スパン架構 PC 骨組構造（建物層数 5・8・12 層でそれぞれスパン長 15m・20m・25m の計 9 モデル、図 4.2-1・表 4.3-1 参照）である。試設計条件等の詳細については第一部・第1章に示す通りである。

4.3.2 解析対象のモデル化

(1) 梁部材単体モデル：試設計モデルの 2 層梁を 9 個の質点に置換し（図 4.3-1）、質点間を曲げ・せん断剛性を

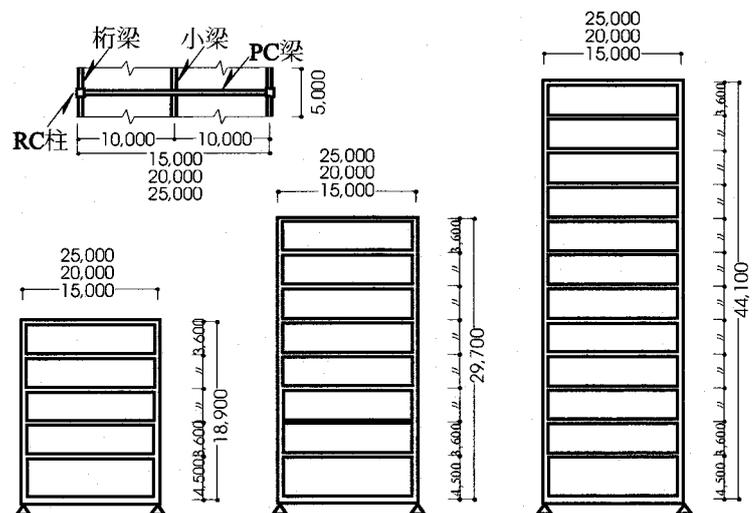


図4.2-1 試設計モデル

有する線材として評価した。部材端部の支持条件は両端固定である。各質点の重量は、梁自重及び梁負担重量を 6t/m と仮定し、各質点の負担長さを基に設定した。

(2) フレームモデル：試設計モデル全

層の梁を(1)と同様、9 個の質点に置換した (図 4.3-2)。柱については、曲げ・せん断・軸剛性を有する線材として評価した。質点の重量は梁部材単体モデルと同様である。

運動方程式の数値積分は Wilson θ 法を用い、解析刻みを 0.002 秒とした。減衰は振動数比例形とし、一次に対して 3% で与えた。地震波は El Centro 波の UD と Taft 波の UD を用い、最大加速度を 50gal とした。これは本検討での対象が中小地震 (水平動の最大加速度 80~100gal) の挙動であり、水平と上下方向の入力加速度の比率が 0.5~0.7 となるとの研究成果⁴⁾⁶⁾を基に決定している。

表4.3-1 試設計モデル一覧

層数 \ スパン長	15m	20m	25m
5層モデル	5層L=15m	5層L=20m	5層L=25m
8層モデル	8層L=15m	8層L=20m	8層L=25m
12層モデル	12層L=15m	12層L=20m	12層L=25m

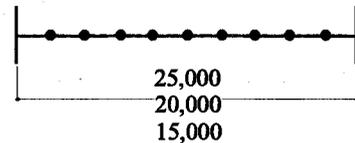


図4.3-1 梁部材単体モデル

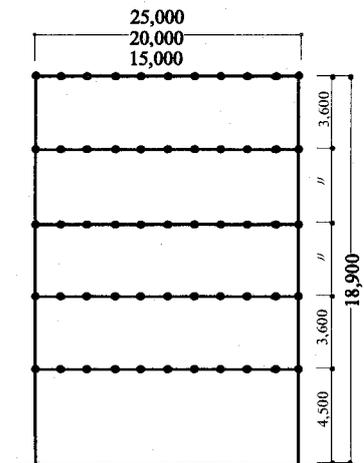


図4.3-2 多層モデルの例 (5層モデル)

4.4 解析結果

4.4.1 梁部材単体モデル

(1) 固有値解析

図 4.4-1 は、前述の地震波について加速度応答スペクトルを示したものであり、同図中には表 4.3-1 で示す各スパン長の梁部材単体モデルの一次固有周期 (T_1) をプロットしている。同図より、スパン長が 15m~25m の値である場合、 T_1 は 0.11 秒~0.18 秒となり、同周期間でのスペクトル値を見ると、El Centro 波では周期の増大と共に漸減し、Taft 波では 0.12 秒~0.13 秒の間を境として長周期側で大きな値となっており、 T_1 と加速度応答スペクトルの関係は両波でその傾向が異なる。即ち、スパン長の大きいことが必ずしも加速度応答量の増大の要因になるとは言えないことがわかる。

El Centro 波では周期の増大と共に漸減し、Taft 波では 0.12 秒~0.13 秒の間を境として長周期側で大きな値となっており、 T_1 と加速度応答スペクトルの関係は両波でその傾向が異なる。即ち、スパン長の大きいことが必ずしも加速度応答量の増大の要因になるとは言えないことがわかる。

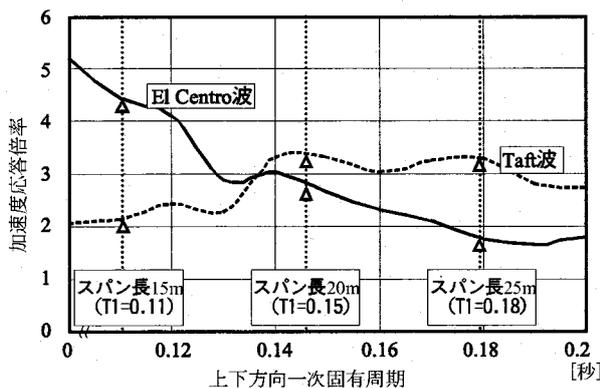


図4.4-1 入力波の加速度応答スペクトル

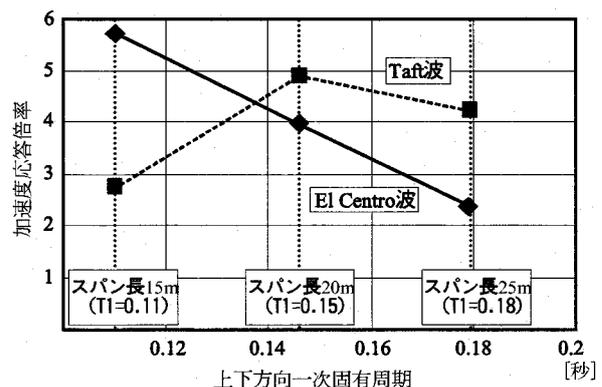


図4.4-2 加速度応答倍率と一次固有周期の関係

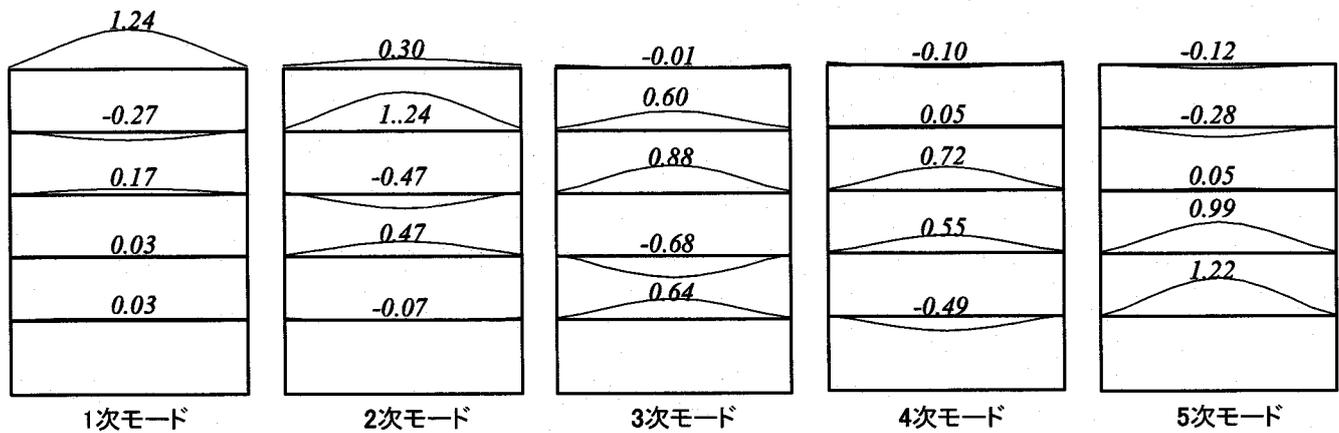


図4.4-3 固有振動モード（5層スパン長15mモデル, 図中の数値は梁中央の質点の刺激関数）

(2) 応答解析結果

図 4.4-2 は、梁部材単体モデルの上下動入力時の応答解析結果を、梁中央部における加速度応答倍率により示している。同図より、スパン長 25m のモデルの応答倍率（El Centro:2.4 倍、Taft:4.2 倍）は、同 15m（El Centro:5.8 倍、Taft:2.8 倍）のモデルの応答倍率より El Centro 波では小さく、Taft 波ではやや大きくなっており、前述したようにスパン長の大きいことが必ずしも加速度応答量の増加の要因になるわけではないことがわかる。

4.4.2 多層モデル

(1) 固有値解析

フレームモデルの固有振動モードは梁の上下振動が卓越するモード（以後 梁モード）と柱の軸方向変形が卓越するモード（以後 柱モード）に大別されるが、ここでは梁の挙動を直接支配する梁モードについて述べる。図 4.4-3 に一例として 5 層 $L=15\text{m}$ モデルのモード図を示す。同図より梁モードは 1 次から 5 次まで、即ち層の数と同じ数だけ表れており、次数が大きくなるにつれて励起される層は上層から下層へと移る傾向がみられる。これらの傾向は高さの異なるモデル、及びスパン長がことなるモデルにおいても同様の傾向であった。図 4.4-4 に、検討した全モデルの梁モードの各次固有周期と、前述の梁部材単体モデルの 1 次固有周期（○印）を示す。同図より、各次固有周期は、スパン長が同じであれば層数が異なる場合でもほぼ同じ値となることが分かる。2 次以下値は緩やかに漸減し、12 次ではほぼ梁部材単体モデルと同程度の値となる。1 次の値は、建物中最も剛性が低い箇所にあたる最上層が励起される値であり、2 次以下に比べより長周期となっている。各モデルの各次固有周期を示すと $L=15\text{m}$ モデル：0.11~0.19 秒、 $L=20\text{m}$ モデル：0.14~0.26 秒、 $L=25\text{m}$ モデル：0.17~0.33 秒となっており、梁単体モデルの固有周期と比較すると、おおよそ 2（1 次）~1 倍（12 次）である。また、水平方向の一次固有周期が 0.621 秒（5 層 $L=25\text{m}$

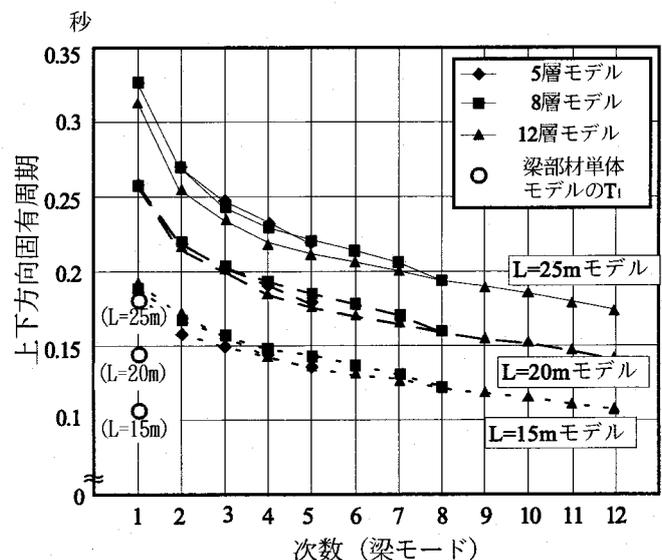


図4.4-4 梁モードの各次固有周期

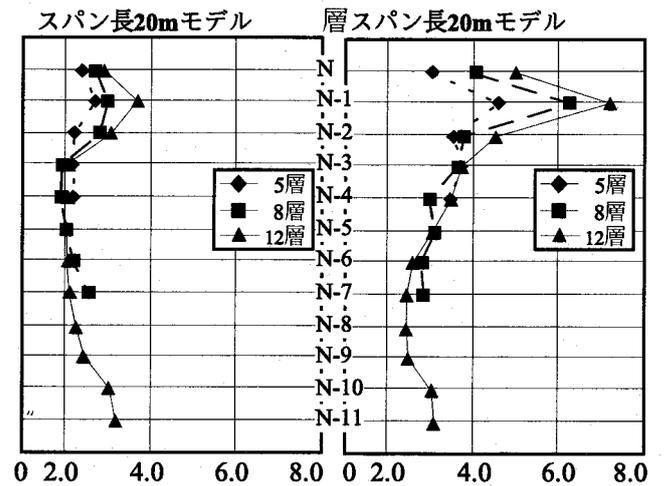
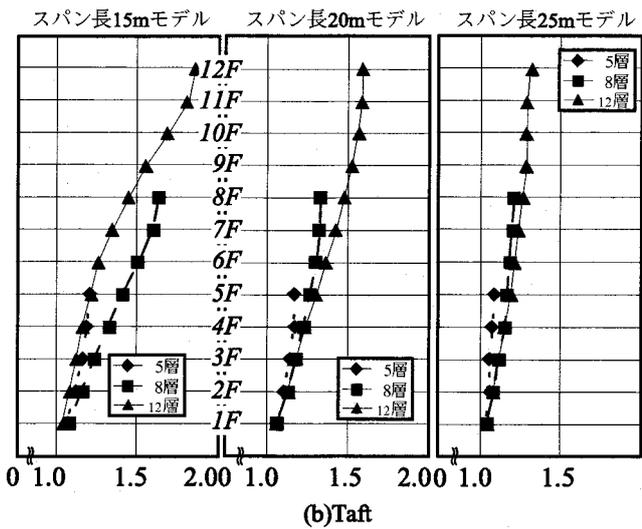
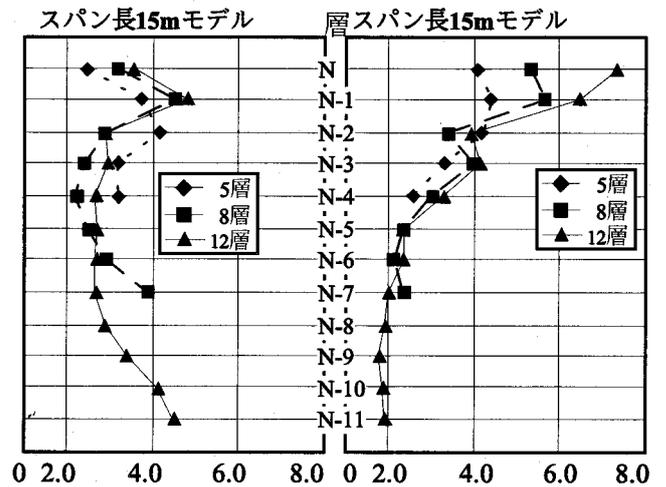
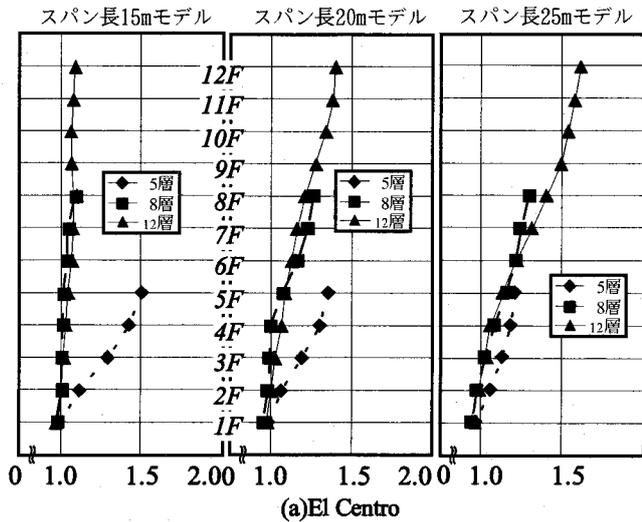


図4.4-5 梁端部の加速度応答倍率

モデル) ~1.263 秒 (12 層 L=15m モデル) であることから、梁モードの各次固有周期は、水平方向の一次固有周期の 1/2~1/6 程度となっている。

(2) 応答解析結果

・加速度

多層建物の梁部材の上下振動は、接続する柱の剛性が有限の値をもつことから、柱部材との連成の影響を受ける。そこで、各層の梁に入力される加速度の違い (柱の軸方向伸縮の影響)

をみるため、梁部材端部 (=各層の柱頭部) における加速度応答値の地動加速度に対する倍率を調べたものが図 4.4-5 である。同図によれば、スパン長、地震波によらず、加速度応答倍率は 1 層でほぼ 1 程度の値をとり、上層程大きな値となることが分かる。スパン長の大小による値の違いは、地震波により傾向が異なる。即ち、El Centro 波ではスパン長の大きいモデル程大きく、Taft 波ではスパン長の短いモデル程大きな値となり、最も大きな値でおよそ 1.8 倍となっている。

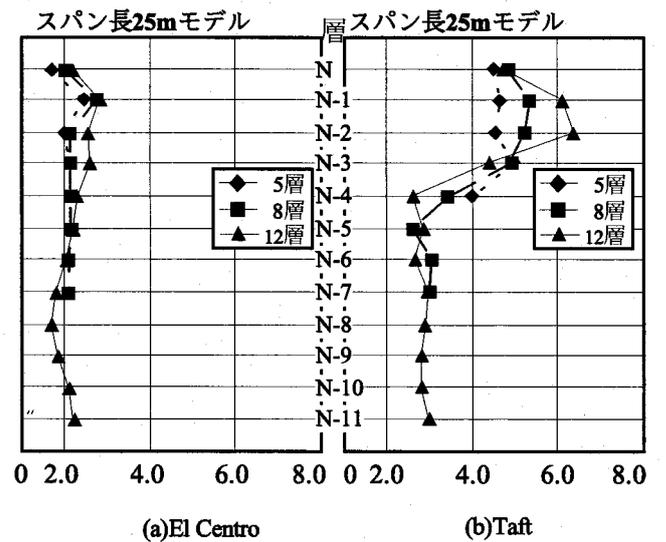
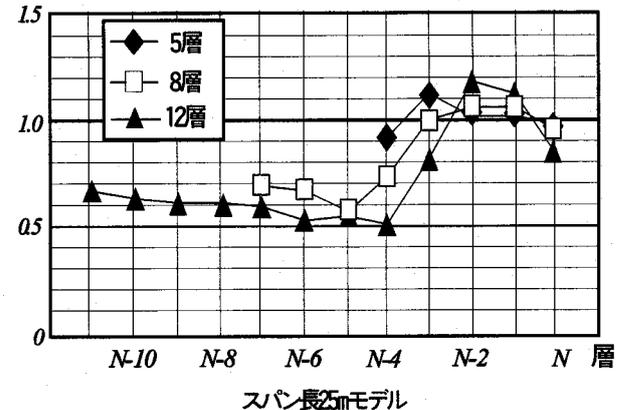
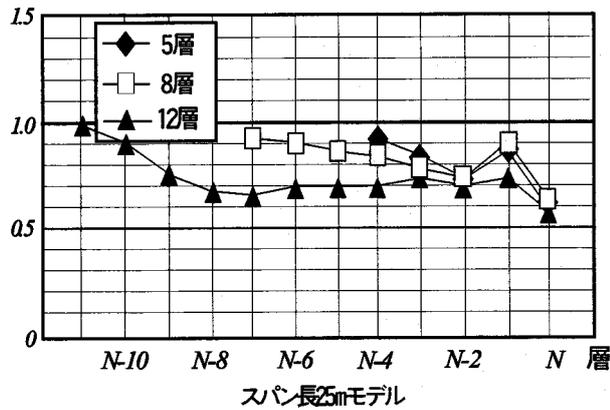
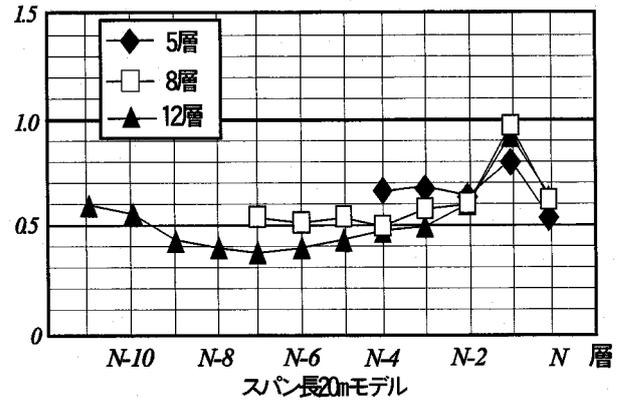
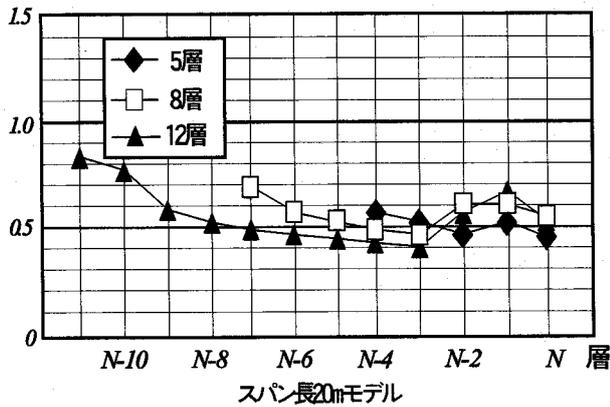
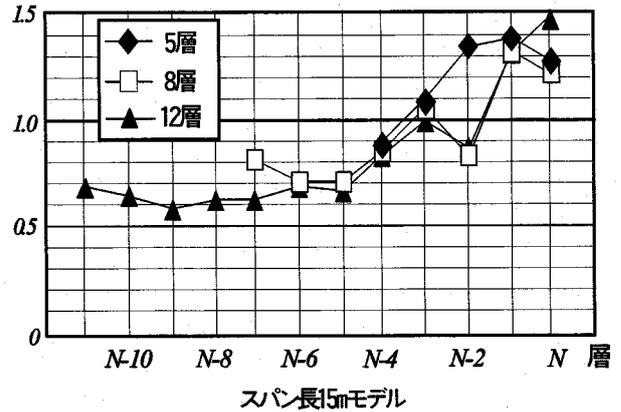
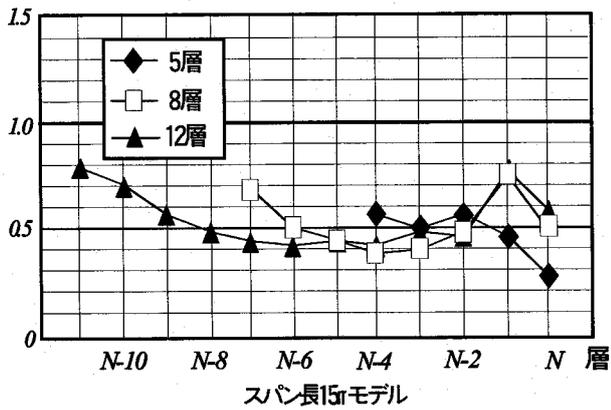


図4.4-6 梁中央の加速度応答倍率



(a) El Centro

(b) Taft

図4.4-7 両端剛接梁モデルの増幅率に対する多層モデルの増幅率

次に、地動加速度に対する、各モデルの梁部材中央における加速度応答倍率を調べたものが図 4.4-6 であり、各層の値を最上層 (N 層) を基準として示している。同図より、加速度応答倍率は基本的に上層部で大きく、低層部で小さい傾向を示し、かつ N-4 層以下の低層部では地震波の違いによらず 2~3 程度の値となっている。これに対し、N-3 層以上の層では、地震波により違いがみられる。詳述すると、El Centro 波ではスパン長が大きいモデル程値は小さく、従って最も大きな値となる 15m スパンのモデルにおいても最大で 5 程度の値となるのに対し、Taft 波ではスパン長によらずその値は 4~7 倍程度の値 (最大で 7.2 倍) となっている。

この結果を、図 4.4-5 の梁端部の加速度応答倍率の結果と比較すると、El Centro 波ではスパン長の影響が逆の結果、即ち、梁端部ではスパン長が長い程大きな値、梁中央部では逆に小さな値となっていることが

わかる。Taft 波では、梁端部の加速度応答倍率はスパン長が短い程大きな値となっているが、梁中央部ではスパン長の違いによる明確な差は見られない。El Centro 波、Taft 波共に、梁中央部での加速度応答倍率とスパン長との関係は、梁部材単体モデルでの加速度応答倍率とスパン長の関係が示す傾向に一致していることが指摘できる。即ち、El Centro 波では、スパン長が大きいモデル程、加速度応答倍率は小さく、Taft 波での値は、El Centro 波での値ほど大きな差がない。

以上をまとめると、建物中の梁部材に入力される加速度は、スパン長の大小に影響を受けるものの、梁中央部での加速度応答量の大きさは、それらの大きさは直接関係せず、基本的に梁部材単体モデルの場合の、スパン長と加速度応答量の関係と同様の傾向を示すといえる。

次に、多層モデルの梁端部での加速度応答値に対する梁中央部での加速度応答値の比率（以後 増幅率 と呼ぶ）と、梁部材単体モデルの梁端部における加速度（＝地動加速度）に対する梁中央部での加速度応答量の比率（以後 梁部材単体モデルの増幅率 と呼ぶ）を比較したものが図 4.4-7 である。同図では、各層の増幅率を梁部材単体モデルの増幅率で除した値を示している。図 4.4-7 によれば、Taft 波でスパン長 15m、N-2 層以上の部分を除いて、おおよその値は 1.0 以下となっていることがわかる。即ち、多層モデルの増幅率は梁単体モデルの増幅率に比べて概ね小さい値となることを示しており、これは、建物内の梁の端部の剛性（梁を拘束する程度）は、梁部材単体モデル（両端固定）に比べ小さく、見かけ上の固有周期が梁部材単体モデルの値よりも大きな値となっていることに起因するものと思われるが、この点についてはより詳しい検討が必要である。

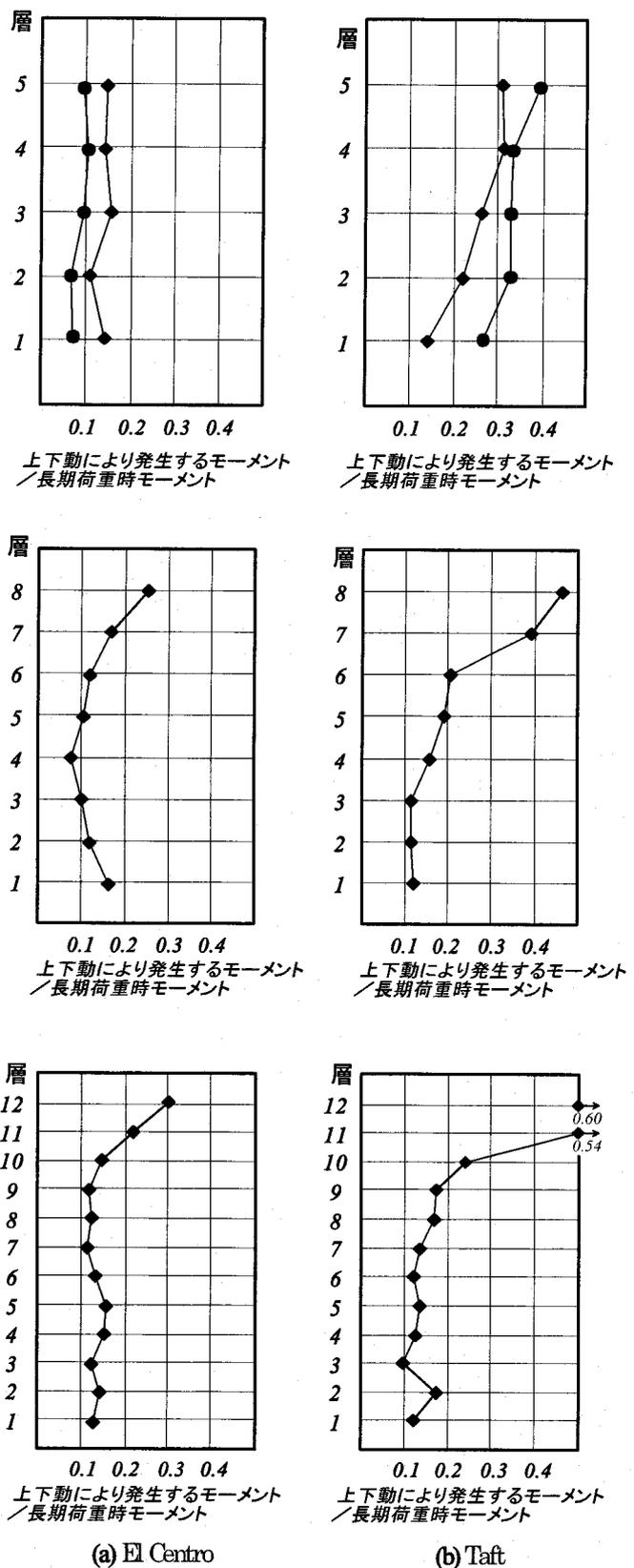


図4.4-8 梁中央部に発生するモーメント

・応力

図 4.4-5~7 においては、応答加速度についての検討を行ったが、実際に問題となるのは、上下動励起により発生するモーメントの大きさである。そこで、図 4.4-8 に、各層数の $L=15\text{m}$ モデルと、5 層 $L=25\text{m}$ モデルについて、梁中央部に発生するモーメントに示す。モーメントの計算方法は、図 4.4-9 に示すように各質点に作用する応力を応答解析時に質点が受ける加速度と質量の積として求め、そこから各質点の応力により梁に発生するモーメントを重ね合わせて求めた。この作業を解析時間

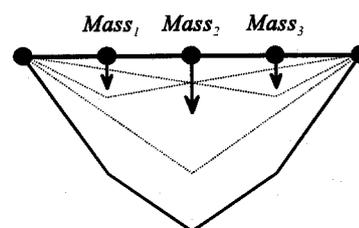


図4.4-9 梁中央部に発生するモーメントの考え方の概念図

毎に行い、その最大値をモデル別に図 4.4-8 に示す。なお、モーメントの大きさは、設計における長期荷重時のモーメントに対する比率として表している。同図より、8,12 層モデルの上層部、El Centro 波による 5 層モデルの値を除けば、上下動により梁中央部に発生するモーメントは、長期荷重時モーメントのおよそ 10~20% であると考えられる。また、5 層 $L=25\text{m}$ モデルでは $L=15\text{m}$ モデルに比べて El Centro 波では小さく、Taft 波では逆に大きくなっており、スパン長が大きくなる事による明確な傾向はみられない。8 層、12 層モデルの 2~3 層部分では他の部分に比べおよそ 40%~60% 高い値を示している。

4.5 結論

PC 骨組構造の、中小地震動を対象とした上下動地震時挙動を加速度応答量により検討した。以下に得られた知見を示す。

- 1) スパン長 $15\text{m}\sim 25\text{m}$ の PC 梁部材単体モデルの固有周期は、おおよそ 0.11 秒~0.18 秒である。この周期での El Centro 波、及び Taft 波の上下動の応答スペクトルから、また両地震波による応答結果から、スパン長の大きさと加速度応答量の大きさの間には明確な関係はみられなかった。
- 2) 多層モデルにおいて、梁に入力される加速度、即ち各層梁端部での加速度応答値は、柱の軸伸縮の影響をうけて上層ほど大きくなるが、その値は最大でも地動加速度の 1.8 倍程度であった。
- 3) 多層モデルにおいて、梁中央における加速度応答値とスパン長の関係は、梁端部における加速度応答値とスパン長の関係とは異なった傾向をみせ、PC 梁部材単体モデルの梁中央での加速度応答値とスパン長の関係によく似た傾向をもつ。
- 4) 多層モデルでの梁中央における加速度応答倍率は、低層部分で 2.0~4.0 倍の値、上層部で最大 7.2 倍の値となった。
- 5) 多層モデルの増幅率は、梁部材単体モデルの増幅率に比べて概ね小さい値となった。
- 6) 多層モデルの梁中央部において発生する応力は、高層モデル (8 層、12 層) の上層部、具体的には上層 2~3 層で、長期荷重のおよそ 40~60% と大きな値となった。低層のモデルや、高層モデルでも上層より 4 層以下の層では、その値は 10~20% 程度である。また、スパン長の違いによる明確な差はみられなかった。

なお、本解析には(株)大林組の DREAM-3D を使用している。

[参考文献]

- 4-1) 日本建築学会：建築物荷重指針・同解説 第 7 章、1993
- 4-2) 例えば、吉村浩二、菊池健児：“地震動の上下成分が中低層 RC 造有壁平面架構の動的弾性挙動に及ぼす影響”、日

本建築学会論文報告集、1984、pp.55-66 など

- 4-3) 例えば、金山弘雄、前田達哉、土居 靖：“水平上下地震動に対する応力組合せに関する研究”（その2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、1986、pp.763-764 など
- 4-4) 深野 慶：“プレストレストコンクリート骨組構造の設計用一次固有周期の検討”、日本建築学会構造系論文報告集、1996、pp.137-pp.144
- 4-5) 日本建築センター：建築物の構造規定 pp.105、pp.121-124、pp.171-180、1994
- 4-6) 日本建築学会：“動的外乱に対する設計の展望”、1996

第5章 第二部の結論

第二部では、プレストレストコンクリート（PC）構造の耐震性を、現行設計法（設計ルート 3-a）に準拠して試設計した 1 スパンの多層骨組建物について検討したものである。PC 骨組建物の構造的特徴からその耐震性を明らかにするとともに、同建物をフレーム応答解析することにより梁断面内に配置される PC 鋼材量、PC 鋼材－グラウト間の付着程度、1 階柱脚部での横拘束補強筋量が大地震時の建物の応答変位量に及ぼす影響について明らかにした。また中小地震時の上下応答についても検討を行い、スパン長、階数等のが梁の応答加速度、ならびに梁に発生するモーメント量に及ぼす影響について明らかにした。

第 1 章では、PC 骨組構造の耐震性に関する基本的な構造特性を把握するために、1 スパンの PC 骨組建物を現行設計法（建設省告示 1320 号 設計ルート 3-a 型）に準拠して試設計し、設計用応力（鉛直荷重時応力、不静定応力、地震時応力）の大きさについての検討、設計用応力と試設計建物の部材曲げ耐力との比較、および静的弾塑性解析を行った。設計用応力を構成する地震時応力、鉛直荷重時応力、不静定応力のそれぞれの割合の傾向について、スパン長 15m のモデルでは地震時応力が設計用応力に対して支配的であるが、スパン長が大きくなると鉛直荷重時応力が相対的に大きくなり、スパン長 25m のモデルで 5 層以下の建物では地震時応力と同等以上の値となった。不静定応力の大きさは、建物の層数によらず各層でほぼ同程度の値であり、鉛直荷重時応力に対しスパン長 15m モデルの柱頭で約 60～80%、柱脚で約 35～65%であった。スパン長 25m のモデルでは柱頭、柱脚共に 15m モデルの値の約半分であった。その結果、スパン長、層数によらず PC 鋼材の配置により梁部材の曲げ耐力が設計用応力を上回る箇所は、最上層およびその直下の層のみであり、これらの層を除けば梁ヒンジ形成の可能性があることを示した。また、柱の曲げ耐力に着目して層のせん断耐力をみた場合、設計層せん断力に対する余裕度が最も小さくなる層（弱層）が存在することを明らかにした。弱層は、スパン長が大きい建物程低層に現れ、静的弾塑性解析結果において、弱層は最も変形の大きな層となること、柱頭、柱脚共にヒンジが形成される可能性の高いこと、それに起因して同層を含む形で崩壊機構を形成することを示した。

第 2 章では、PC 鋼材量ならびに PC 鋼材－グラウト間の付着程度が PC 骨組構造建物の大地震時挙動に及ぼす影響を検討するため、PC 部材の曲げ挙動を、材端バネにファイバーモデルを用いることにより評価し、PC 鋼材量および PC 鋼材－グラウト間の付着劣化程度をパラメータとして梁降伏型の PC 骨組構造建物の応答解析を行った。梁部材の履歴は、PC 鋼材－グラウト間の付着劣化程度が大きい場合、戻り時の剛性が途中で小さくなり“S 字型”となるが、等価粘性減衰の値については付着劣化の影響による差は見られないことを示した。フレーム応答解析による最大応答層間変形角は、梁部材の終局曲げ耐力が同じであれば、PC 鋼材量が多いモデルほど層間変形角は大きな値となることを示した。また、応答値の評価方法として、最大値の平均値（水平方向変位の左右の最大値の平均値）を基準とした場合の値は、最大値（水平方向変位の左右の最大値のより大きい方の値）を基準とした場合の値より大きくなることから、地震中に受ける部材の変形の総量（例えば梁ヒンジ部での回転変形の総量）が、“層間変形角の最大値”の比較により求まる値以上に大きくなる可能性、即ち部材の損傷程度がより大きくなる可能性を示した。この傾向は、梁部材端部の応答回転角の値からも読みとることができ、最大応答回転角の大きさは PC 鋼材量が多いモデルほど大きな値となり、回転角の累積値を損傷の指標として考える場合は、より損傷程度が大きく評価される可能性を示した。

第3章では、全体降伏型を想定した5層、1スパンのPC骨組構造建物について、一階柱脚部の補強筋量の違いが建物の応答量に及ぼす影響について検討した。補強筋量の違いはコンクリートのS-S関係の改善度に大きく影響を及ぼすが、最低限の補強（要求せん断耐力を確保できる補強量）を満足している条件下であれば部材のM- θ 関係に及ぼす影響は比較的小さいことを示した。コンファインド補強の効果を考慮せず曲げ耐力を低下させたモデルでは部材の曲げ耐力低下が極めて大きく応答解析は解析不能となった。補強筋を有するモデルでは、補強筋量の違いが一階の最大応答層間変形角、一階柱脚部の最大応答回転角に与える影響は小さいことを示した。補強筋を有するモデルでは、最小の補強量を有するモデルでも、最も大きなひずみを受ける最外縁のブロックで残存耐力比は80%以上であることを示した。

第4章では、PC骨組構造建物の、中小地震動を対象とした上下動地震時挙動を加速度応答量、および梁に発生するモーメントにより検討した。スパン長15m~25mのPC梁部材単体モデルの固有周期は、おおよそ0.11秒~0.18秒であり、この周期でのEl Centro波、及びTaft波の上下動の応答スペクトルから、また両地震波による応答結果から、スパン長の大きさと加速度応答量の大きさの間には明確な関係はみられないことを示した。多層モデルにおいて、梁に入力される加速度、即ち各層梁端部での加速度応答値は、柱の軸伸縮の影響を受けて上層ほど大きくなるが、その値は最大でも地動加速度の1.8倍程度であった。また、梁中央における加速度応答値とスパン長の関係は、梁端部における加速度応答値とスパン長の関係とは異なった傾向をみせ、PC梁部材単体モデルの梁中央での加速度応答値とスパン長の関係によく似た傾向をもつことを示した。多層モデルでの梁中央における加速度応答倍率は、低層部分で2.0~4.0倍の値、上層部で最大7.2倍の値となった。多層モデルの増幅率は、梁部材単体モデルの増幅率に比べて概ね小さい値となった。多層モデルの梁中央部において発生する応力は、高層モデル（8層、12層）の上層部、具体的には上層2~3層で、長期荷重のおよそ40~60%と大きな値となった。低層のモデルや、高層モデルでも上層より4層以下の層では、その値は10~20%程度である。また、スパン長の違いによる明確な差はみられなかった。

第5章では、第二部各章での結論をまとめた。

【結語】

本論文は、プレストレストコンクリート（以下 PC と略記）構造の耐震性向上を目的として行った一連の研究をとりまとめたものであり、建物の構成要素であるコンクリート構造部材の曲げ性能の明確化と、PC 骨組構造建物の構造的特徴からみた耐震性の明確化、および地震時応答量についての検討を行った。

前者の内容は第一部に記されており、鉄筋コンクリート（以下 RC と略記）柱部材と PC 梁部材の終局曲げ耐力と曲げ靱性について、主にコンファインドコンクリート、即ち横拘束補強筋量との関係を、断面の曲げ解析を行うことにより検討し、RC 柱部材、PC 梁部材の終局曲げ耐力、および必要横拘束補強筋量算定式を誘導・提案した。また、応答解析に適用可能な PC 梁断面の曲げ挙動を表す履歴モデルを提案した。

RC 柱の提案終局曲げ耐力算定式では、圧縮部コンクリートの横拘束効果および中間主筋の影響を評価する事が可能であり、曲げ耐力算定精度を向上させることができた。PC 梁部材の提案終局曲げ耐力算定式では、PC 鋼材－グラウト間の付着劣化程度が PC 鋼材の応力度に及ぼす影響を考慮しており、部材の曲げ変形量に応じて曲げ耐力を算定する事が可能となった。今後の課題としては、PC 鋼材－グラウト間の付着程度を表す指標である F 値（ひずみ適合係数）の値が、鋼材種、グラウト強度等の条件によりどの程度の値を用いるのが適当かを研究する必要がある。RC 柱・PC 梁部材の提案横拘束補強筋量算定式では、コンクリート強度、補強筋降伏強度等の材料的要因が部材の靱性に及ぼす影響が考慮されており、同式を用いることにより要求する部材変形量に応じた横拘束補強筋の設計を行うことが可能となった。今後の課題としては、本研究で用いた終局限界指標以外の終局限界点、例えば、主筋座屈等を考慮する場合の検討が必要である。PC 梁断面の履歴モデルの提案により、PC 鋼材が配置されることにより、非常に複雑な形状となる PC 梁断面の履歴則を理論的に決定することが可能となった。

後者の内容は第二部に記されており、構造的に最も基本的な形式である 1 スパン PC 骨組建物を、現行の設計法（設計ルート 3:a）に準拠した手法により設計し、同建物を対象に、設計用応力および部材の曲げ耐力から PC 骨組構造が基本的に有する構造的特徴を調べ、これに耐震性という観点からの考察を加えた。構造的特徴からは、大スパン架構であっても地震時荷重が設計荷重に占める割合は高く、RC 構造建物と同様、設計に対して地震荷重が支配的要因であること。また、PC 鋼材が断面内に配置されても梁断面の曲げ耐力は、（短期荷重時に）要求される梁曲げ耐力の高々 2 割程度であることを示し、この点から梁降伏先行型の設計が可能であることを示した。これを受けて、梁降伏先行型の PC 骨組構造建物に対して、梁に配置される PC 鋼材量、PC 鋼材－コンクリート間の付着程度、および 1 階柱脚部での横拘束補強筋量が建物の大地震時の応答量に及ぼす影響を検討した。梁に配置される PC 鋼材量が多い程、最大応答変形量や部材端ヒンジ部での回転角の最大応答値は大きくなり、従来の通説である「PC 構造建物の最大応答力は RC のそれに比べておおよそ 2～3 割程度大きくなる」ということが確認できた。一方、応答量に及ぼす PC 鋼材－グラウト間の付着程度の影響は殆どなく、地震後のテンドン喪失防止の有利性を考えると、アンボンド部材等、両者間の付着の小さな部材の構造部材への適用のメリットが伺えた。また、部材損傷を評価する指標としては、回転角の累積値を用いる場合、PC 鋼材量増加に対する損傷程度増大の程度は、最大応答変形量を用いる場合の増大割合に比べて大きくなり、地震後の修復性等を考える場合注目すべき点であると考えられる。今後の課題としては、PC 鋼材が偏心して配置される場合、また複数段に配置される場合についての性状を検討する必要がある。一階柱脚部の横拘束補強筋量は、せん断耐力確保に必要な補強筋量が配置されていれば建物の応答量に及ぼす影響は小さく、かつ地震入力レベル 75kine の大地震後においても、横拘束補強筋内にあるコンクリートは最大耐力の 80%以上の耐力を保持していることが分かった。上下動応答について

は、実用的な 15～25m のスパン長では、スパン長の大小が応答量、特に加速度応答倍率の大小に及ぼす影響に明確な傾向を確認できなかった。また、中小地震動時において梁中央部に発生するモーメントの最大値は 10～20%程度と小さく、建物全体の挙動に対する影響は小さいと考えられる。今後の課題としては、大地震時における挙動の解明が必要である。ただし、ひび割れ発生、鉄筋降伏等の発生後の部材の上下方向の挙動については全く研究されたものがなく、これらの点に関するより基礎的な研究が求められる。

【付録】

○付録 1-1-1：中塚等の提案する横拘束を受けるコンクリートの一軸圧縮特性評価式

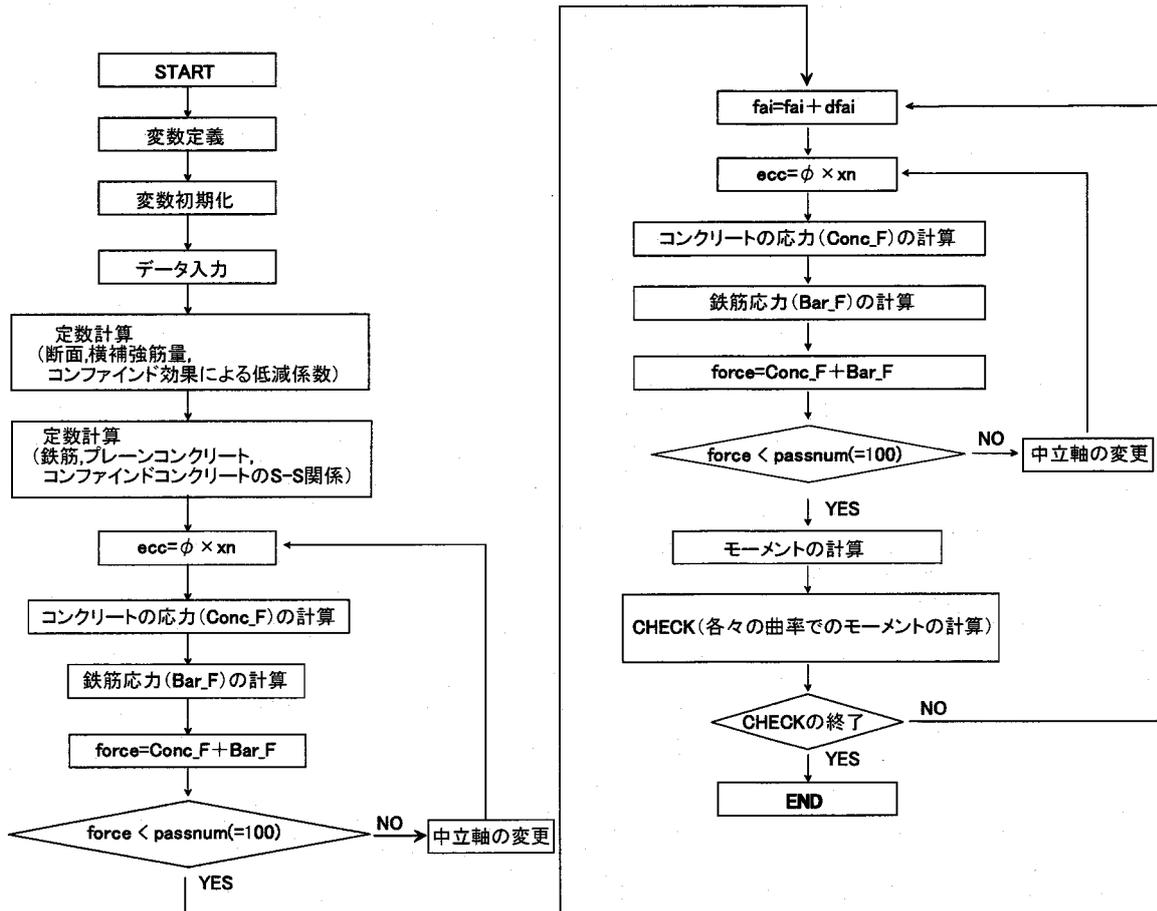
表 1.2.1 コンファインドコンクリートの強度・変形特性推定式一覧
(適用範囲 $F_0 \leq 120 \text{MPa}$ 、 $\sigma_{sy} \leq 1300 \text{MPa}$)

圧縮強度比 F_{cf} / F_0	圧縮強度時ひずみ比 $\epsilon_{cf} / \epsilon_0$	応力下降勾配比 \bar{E}_{cf} / E_0
$1 + 4.41 \cdot \alpha \beta_F \cdot \kappa_F \cdot \frac{p_s \sigma_{sy}}{F_0} \cdot (1 - 1.24 \frac{S}{D}) \dots (A1)$	$1 + \alpha \beta_\epsilon \cdot \kappa_\epsilon \cdot (\frac{10}{F_0})^2 \cdot 9.8 \cdot p_s \sigma_{sy} \cdot (1 - 1.11 \frac{S}{D}) \dots (A2)$	$\frac{1}{\alpha \beta_E \cdot \kappa_E \cdot (\frac{20}{F_0})^2 \cdot \frac{1}{2 \cdot S/D + 1} \cdot 9.8 \cdot p_s \sigma_{sy} + 1} \dots (A3)$
$\kappa_F = 1 - e^{-A_{F1} \cdot 100 p_s}$ $A_{F1} = \frac{1}{(\sigma_{sy} / 200 - A_{F2})^2} + A_{F2}$ $A_{F2} = \begin{cases} 2.0 & (F_0 < 60) \\ -F_0 / 30 + 4 & (60 < F_0 < 120) \end{cases}$ $\alpha \beta_F = 0.175n + 0.5 \leq 1.0$	$\kappa_\epsilon = 1 - e^{-A_\epsilon \cdot 100 p_s}$ $A_\epsilon = \begin{cases} 6.5 & (F_0 < 60) \\ -F_0 / 10 + 12.5 & (60 < F_0 < 120) \end{cases}$ $\alpha \beta_\epsilon = 0.2n + 0.4 \leq 1.0$	$\kappa_E = \begin{cases} 1 & (F_0 < 60) \\ 4 - 180 / F_0 & (60 < F_0 < 120) \end{cases}$ $\alpha \beta_E = 0.25n + 0.3 \leq 1.0$

F_0, ϵ_0 : プレキャストコンクリートの圧縮強度 (MPa) およびその時のひずみ度 F_{cf}, ϵ_{cf} : コンファインドコンクリートの圧縮強度 (MPa) およびその時のひずみ度
 \bar{E}_{cf} : コンファインドコンクリートの応力下降勾配 p_s : 横補強筋の面積比 (= $\sum a_s / SD$) σ_{sy} : 横補強筋の降伏強度 (MPa)
 S : 横補強筋ピッチ D : コアコンクリート幅 n : サブタイ本数

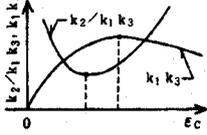
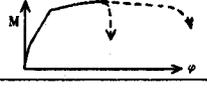
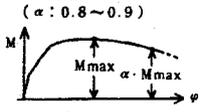
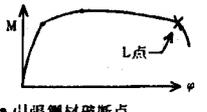
本表は、日本建築学会、プレストレスト（鉄筋）コンクリート構造部材の設計法—現状と将来—、（PC 部材力学挙動予測法小委員会報告書） p10 より転載。

○付録 1-1-2：柱・梁断面解析プログラムのフロー



○付録 1-1-3： コンクリート部材の終局域指標点、終局限界点

表一1 コンクリート曲げ部材の終局域指標点および提案する終局限界点

	研究者等	終局域指標点	主 な 特 徴
材料特性に関連するもの	1) 各国のコード等	<ul style="list-style-type: none"> • 圧縮線コンクリートひずみ度が終局ひずみ度 (ϵ_{cu}) に達する時点 ($\epsilon_{cu} \approx 0.2 \sim 0.4\%$) 	<ul style="list-style-type: none"> • 断面の終局曲げモーメント計算値を算出するために必要なひずみ条件としての意味の方が大きい。
	2) lyenger 他	<ul style="list-style-type: none"> • 圧縮線コンクリート応力が $0.9 F_c$ に達する時点 • $0.5 F_c$ 	<ul style="list-style-type: none"> • 定義に恣意性があるため物理的意味が明確でない。 • 断面の $M-\phi$ 関係における特定点と直接的に対応しない。
	3) 岡本 伸		<ul style="list-style-type: none"> • 引張および圧縮鉄筋がともに降伏しているときのみ断面の最大モーメント時と対応する。 • 一般には、引張、圧縮鉄筋量などによって $M-\phi$ 曲線上における降伏耐力点や M_{max} 点などの位置関係が変化する。
	4) 森田司郎他		
	5) Hognestad 他		
	6) 六 車 照	<ul style="list-style-type: none"> • 曲げ圧縮ストレスブロック係数 k_1, k_3 が最大となる時点 	<ul style="list-style-type: none"> • 引張・圧縮軸補強筋がともに降伏しているときのみ断面内中立軸深さの最小時と対応する。 • 一般には、引張、圧縮鉄筋量などによって $M-\phi$ 曲線上における降伏耐力点や M_{max} 点などの位置関係が変化する。
断面の $M-\phi$ 特性に関連するもの	7) Ghosh 他	<ul style="list-style-type: none"> • 最大モーメント時点 	<ul style="list-style-type: none"> • 明確な物理的意味を有する。 • 特別の場合を除き、その時点の算定は一般的に困難である。 • M_{max} 以後の $M-\phi$ 性状を評価できない。
	8) R. Park	<ul style="list-style-type: none"> • $\alpha \cdot M_{max}$ になる時点 ($\alpha: 0.8 \sim 0.9$) 	<ul style="list-style-type: none"> • M_{max} 以後の変形能力も考慮できる。 • α の設定に恣意性があるため物理的意味が明確でない。 • 計算や実験によって $M-\phi$ 曲線全体が確定しないと求まらない。
	9) 岡本 伸 10) 本岡順二郎他	<ul style="list-style-type: none"> • 終局限界点、すなわち $(C = T)_{max}$ (i.e. 圧縮合力=引張合力の最大値)となる時点 	<ul style="list-style-type: none"> • 明確な物理的意味をもっている。 • 比較的簡単な計算によってその時点の M, ϕ が直接に算出できる。 • M_{max} 以後の大変形域に必ず現われるため、$M-\phi$ 関係の耐力下降性状の評価に役立つ。 • この時点以降、抵抗モーメントが急落するため断面の終局破綻点と考えられる。 • くり返し荷重下での安定限界曲線の推定にも有用である。¹⁷⁾

○付録 1-1-4： 各種指針等における柱部材の横拘束補強の規定

(1) New RC プロジェクトにおける RC 柱の補強方法

NewRC 試験体を含むデータベースの試験体のうち曲げ破壊したと思われる試験体について、 $P-\delta$ 効果を除去した荷重-関係の包絡線上で、荷重が最大荷重の 95% となった時の部材角を限界部材角として検討を行い、横補強筋を与える算定式として 3.6.1 式 (下枠中の式) が提案されている。3.6.1 式は限界部材角の下限値を与えており、同式を用いれば曲げ圧縮破壊する試験体の変形性能の下限値を評価できるとしている。

3.6 限界部材角

3.6.1 曲げ圧縮破壊

柱の曲げ破壊時の限界部材角は(3.6.1)式により算定する。

$$R_u = (0.5 - \eta) / 7 \quad (\text{rad}) \quad (3.6.1)$$

$$R_u \leq 0.04 \text{ rad.}$$

$$\eta = N / (A_c \cdot f_c) \quad (3.6.2)$$

$$f_c = F_c (1 + C_a \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} / F_c) \quad (\text{N/mm}^2) \quad (3.6.3)$$

$$C_a = 4.41 \alpha \cdot \beta (1 - 1.24S / D) \quad (3.6.4)$$

R_u : 限界部材角 (rad)

N : 軸力 (N)

A_c : 柱のコア断面積 (mm^2)

F_c : $0.85 \sigma_B$ (N/mm^2)

σ_B : コンクリート圧縮強度 (N/mm^2)

p_w : 横補強筋比

σ_{wy} : 横補強筋の降伏強度 (N/mm^2)

α 、 β : 中子筋の本数による補正係数

α 、 β の値(補強筋形状が田畑等の場合)

	n=0	n=1	n=2	n=3	n=4
α	0.700	0.775	0.850	0.925	1.000
β	0.657	0.911	0.948	0.964	0.972

nは、中子の本数

S : 横補強筋の間隔 (mm)

D : 柱せい (mm)

(2) NZS Code

断面解析結果に基づいて、主筋座屈防止、およびコンファインドコンクリートのための横補強筋の算定式が導びかれている。本規定で定められる補強を施せば、断面塑性率で 20 程度の靱性が得られるとされている。

8.5.4.3

柱と杭の補強筋は 7.5.4 と 7.5.5 に従うものとし(フックの角度や溶接フープに関する規定)、以下に示す量とする。

(a) 8.5.4.1で定義される潜在的ヒンジ領域において、スパイラル或いは円形補強筋が使用される場合:

(1) 体積比 p_s は 8-24 もしくは 8-25 式の大きい方の値以上でなければならない。

$$p_s = \frac{(1.3 - p_s m) A_g f'_c}{2.4 A_c f_{yt} \phi f'_c A_g} \frac{N}{\phi f'_c A_g} - 0.0084 \dots \quad (\text{Eq.8-24})$$

ここで A_g/A_c は 1.2を上回ってはならず、 $p_s m$ は 0.4 より大きな値をとってはならない。

$$p_s = \frac{A_{st}}{110d''} \frac{f_y}{f_{yt}} \frac{1}{d_b} \dots \quad (\text{Eq.8-25})$$

f_y は800MPaを超える値をとってはならない。

(2)補強筋のピッチ間隔(芯々距離)は、断面直径の1/4と拘束を受ける主筋径の6倍の小さい方の値より大きくしてはならない。

- (b) 8.5.4.1で定義される潜在的ヒンジ領域において、角形補強筋が使用される場合(中子筋の有無に関係なく):

(1) 補強筋量は、8-23*と8-26式で与えられる値の大きい方を下回ってはならない。

$$A_{sh} = \frac{(1.3 - p_t m) \cdot S_h h''}{3.3} \cdot \frac{A_g}{A_c} \cdot \frac{f'_c}{f_{yt}} \cdot \frac{N}{\phi \cdot f'_c A_g} - 0.006 S_h h'' \dots (\text{Eq.8-26})$$

A_{sh} は軸方向の断面においてピッチ間に存在する補強筋の断面積

(2) 補強筋のピッチ間隔(芯々距離)は、断面寸法の小さい方の1/4と、拘束を受ける主筋径の6倍の小さい方の値より大きくしてはならない。

(3) 主筋は135度以下の角度を持つフープの角、または中子筋により拘束されなければならない。但し、以下の2つのケースについてはその限りではない。

(A) 同一のフープにより拘束されている主筋間にある主筋で、拘束されている主筋間隔が断面寸法の1/4を越えないか、200mm以下の場合。

(B) フープ筋の内側より75mm以上内側にある主筋の場合。

※ 8.5.3.4 (補強形状に関する規定) より

(b) ストラップタイの直径は5mm以下であってはならない。また主筋の座屈を防ぐ方向に位置するストラップタイの一本辺りの断面積は、次式で計算される値以下であってはならない。

$$A_{te} = \frac{\sum A_b f_y}{96 f_y} \cdot \frac{s}{d_b} \dots (\text{Eq.8-23})$$

ここで、 A_b …拘束される主筋の断面積、 f_y …主筋強度、 f_y …補強筋強度、 s …ピッチ、 d_b …主筋の直径

(c) 構造体において、塑性ヒンジを形成させないように十分な強度を与えられて柱が設計されている場合、8.5.4.1で潜在的ヒンジ領域として定義された柱の要求補強筋量は8-25式による値を下回らない範囲で8-24式で計算される値の70%でよい。または、8-23式による値を下回らない範囲で8-26式で計算される値の70%でよい。但し座屈防止とある程度のコンクリート拘束が必要であるので、8.5.4で示されている他の全ての条件には従わなくてはならない。この潜在的ヒンジ領域での補強筋量の減免は、一階柱の柱頭柱脚と柱ヒンジ形成による層崩壊となる層の柱については適用されない。

(d) 柱や杭の潜在的ヒンジ領域外での補強筋量は次の通りである。

(1) 補強筋のピッチ間隔は、円形断面の場合直径の1/4、矩形断面の場合せい1/3の値と、拘束する主筋径の10倍の小さい方の値を超えてはならない。

(2) 補強筋量は、潜在的ヒンジ領域に配される値の70%を下回ってはならない。

(e) 8.5.4.3に従って圧縮、引張縁付近の主筋周りに配置される補強筋については、部材のせん断耐力に寄与するものとする。

(f) 梁が取り付くことにより座屈に対する防止がなされない柱では、梁柱接合部中に配される補強筋と柱の補強筋の間隔は、拘束される柱主筋径の6倍を越えてはならない。

<記号>

p_s : コアコンクリートに対するスパイラル、もしくは円形補強筋の体積比。
コアコンクリートは補強筋の最外縁の位置までの値とする。

p_t : 柱の鉄筋比

m : 鉄筋の降伏強度 / (0.85 × コンクリートの圧縮強度)

A_g : 部材の全断面積 (mm²)

A_c : 部材のコア断面積 (mm²)

f_{yt} : 横補強筋の降伏強度 (Mpa)

f_y : 主筋の降伏強度 (Mpa)

f'_c : コンクリートの圧縮強度 (Mpa)

ϕ : 強度低減係数 (ここでは0.85)

N : 設計用軸力 (N)

S_h : 補強筋間隔 (mm)

h'' : コアコンクリートの断面寸法 (mm)

(3) 建築耐震設計における保有水平耐力と変形性能

ここでは、一辺長さが 100cm 以下の柱の塑性ヒンジ領域において 1/50 以上の回転角が確保されることを目標とする横補強方法が推奨されている。同補強方法は、曲げ圧縮部をコンファインドコンクリートとする PC 梁断面の曲げ解析による検討を主体として、これに新 RC 耐震設計指針（案）を参考に導かれている。

横補強筋量に及ぼす軸力比、コンクリート強度および、横補強筋降伏強度の影響、梁幅方向も含めたサブタイの詳細などが考慮され、さらに、靱性をさほど必要としない建物に対する緩和規定も設けられている。なお解析では、部材断面の終局限界点として、横補強筋の破断時点である L_{sr} 点を、また塑性ヒンジ長さ (l_{eq}) としては 0.75D が用いられている。

梁降伏保証靱性（BDF）における柱部材での想定塑性ヒンジ部、および一般靱性骨組建物（GDF）における柱部材での塑性ヒンジ部可能領域での横拘束補強筋のピッチ S は、次の (1) ~ (3) の規定に従うものとする。

BDF で塑性ヒンジを想定しない柱部材における横補強筋のピッチ S は、規定から得られるピッチ S の 1.5 倍としてよい。強度抵抗型建物では曲げ靱性のためのコンファインド補強は特に必要としない。また、以上いずれの建物の柱部材においても横拘束補強領域は 1.5D の範囲とする。

- (1) $S \leq S_0 (100/b) \cdot (d_s/1.3)$ (cm)
 S_0 : 表 2-6 に示す各形状の横補強筋についての D13 鉄筋による基準ピッチ (cm)
 b : 柱の一辺の長さ (直径) (cm)
 d_s : 横補強筋の公称直径 (cm)
- (2) $S \leq 10$ (cm) (D10 の場合)
 $S \leq 15$ (cm) (D13 以上の場合)
 かつ、
 $S \leq (b-10)/3$ (cm) (角形横補強筋の場合)
 $S \leq D_s/3$ (cm) (円形横補強筋の場合)
- (3) 軸力比が 1/3~2/3 となる特別ヒンジ領域では(1)および(2)項と同時に、次の規定に従う。
 即ち、すべての主筋を閉鎖型横補強筋の四隅または 135° 以上の折り曲げフックで拘束する。
 ただし、断面内で 20cm 以内の間隔で横補強筋で拘束された主筋の間にある主筋は拘束しなくてもよい。

表 2.6 RC 柱における各形状の横補強筋についての D13 鉄筋による基準ピッチ S_0 (cm)

補強筋形状		角形補強			円形補強
一般ヒンジ	~1/6	—	—	—	—
	1/6~1/3	13	18	—	15
特別ヒンジ	1/3~1/2	7.5	10	15	9
	1/2~2/3	5.0	6.5	10.5	6

(4) 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

軸力の大きさにより、ヒンジ領域と特別ヒンジ領域に分けて定義がなされている。ヒンジ領域では、用いる補強筋径別に横補強筋の間隔が定められる形になっており、特別ヒンジ領域では、ヒンジ領域での条項に加えて、全ての主筋（ただし断面内で 20cm 以内の間隔で横補強筋で拘束された主筋の間にある主筋は除く）を閉鎖型補強筋の四隅または 135 度以上の折り曲げフックで拘束することが要求されている。

横補強筋には、D10以上の異形鉄筋あるいは公称直径6.4mm以上の異形PC鋼棒を用いる。横補強筋は、主筋とコンクリートを有効に拘束する形状および配置とし、間隔は表9.1の値以下とする。

表9.1 横補強筋の間隔(cm) [一部抜粋]

	横補強筋	間隔(cm)
柱 ^{*2}	D10の異形鉄筋 ^{*3}	10
	D13以上の異形鉄筋 ^{*4}	15 かつ 6d _b (←主筋径)

- *2 耐震壁の側柱を含む
- *3 6.4mm以上、9.2mm以下のPC鋼棒を含む
- *4 11mm以上の異形PC鋼棒を含む

<特別ヒンジ領域>

降伏機構保証設計用軸力が(9.1)式の範囲にある柱のヒンジ領域は特別ヒンジ領域とする。

$$(1/3) A_c \sigma_B < N_c \leq (2/3) A_c \sigma_B \quad (9.1)$$

ここで、 N_c : 柱の降伏機構保証設計用軸力で圧縮を正とする
 A_c : 柱の水平断面積
 σ_B : コンクリートの圧縮強度

特別ヒンジ領域では、全ての主筋を閉鎖型横補強筋の四隅または135度以上の折り曲げフックで横拘束する。ただし、断面内で20cm以内の間隔で横補強筋で拘束された主筋の間にある主筋は拘束しなくてよい。横補強筋の間隔は表9.1のヒンジ領域の規定に従う。

○付録 1-2-1 : CI の定義

$$CI = 4.41 \frac{P_s \sigma_{sy}}{F_c} \cdot (1 - 1.24 \frac{S}{D})$$

ここで、 p_s : 横拘束補強筋比 (第一部・第1章 1.2-3 参照)、 σ_{sy} : 横拘束補強筋降伏強度
 F_c : コンクリート圧縮強度、 S : 横拘束補強筋ピッチ、 D : 断面一辺長さ

○付録 1-3-1 : 各種指針等における梁部材の横拘束補強の規定

(1) プレストレスト鉄筋コンクリート (Ⅲ種 PC) 構造設計・施工指針・同解説

本規定では、鉄筋鋼材係数(q_{sp})が 0.25 以上となる部材に対し、断面変更を行うことなく靱性を付与する手法として定められている。横補強筋を配置する目的は、「圧縮筋の座屈防止と圧縮部コンクリートをコンファインドコンクリートとすることである」とされており、梁試験体の実験結果に基づく補強方法が提案されている。本規定に定められる補強筋を断面に施すことにより与えられる部材靱性は、単調増大荷重下での断面の曲率靱性率として 12 程度、構造特性係数 $D_s=0.3$ 程度の建物に要求される部材靱性となっている。

q_{sp} の値が 0.25 を越える場合、梁の断面を変更せず十分な靱性を得るためには、付表 1.4.1 に示すような曲げ圧縮部の補強を行うとよい。

付表 1.4.1

区別	円形または角形補強	角形部補強	備考
0.25~0.3	D10 等 90mm 以下	D10 等 90mm 以下	<p>※本表は、補強はコンクリートの圧縮強度が 300 (kg/cm²) 程度以下の場合を想定しているため、これを超えるコンクリート強度の場合には、表 1.4.1 で示すよりもサイズの大きい鉄筋あるいは PC 鋼棒による横補強筋を用いる。おおよその目安としてコンクリート強度 100 (kg/cm²) の増加に対し 1 ランク上の補強行えばよい。</p>
0.3~0.35	D10 等 90mm 以下	D12 等 90mm 以下	
	<p>(1) 巻き線(丸)は 15mm 以上とし、ピッチは巻き線径の 1/3 以下とする。</p> <p>(2) 曲げ圧縮部の上部は円形または角形を適宜とす。ただし、q_{sp} の算出に算入しない鉄筋についてはこの規定を要しない。</p> <p>(3) 補強筋の間隔は 90mm 以下の 1.5 倍以下とし、柱断面内への侵入は 30mm 以下とする。</p>	<p>(1) 巻き線(角)は 15mm 以上とし、ピッチは巻き線径の 1/3 以下とする。</p> <p>(2) 補強筋の間隔は 90mm 以下の 1.5 倍以下とし、柱断面内への侵入は 30mm 以下とする。</p>	

【注】 * 巻き線(丸)は 15mm 以上とし、ピッチは巻き線径の 1/3 以下とする。【注】 * 巻き線(角)は 15mm 以上とし、ピッチは巻き線径の 1/3 以下とする。

(2) プレストレストコンクリート造設計施工指針 1983 年版⁴⁾

本指針での規定は、他の指針等のように、想定する設計変形に見合う補強筋量を与えるものではなく、最小補強筋量を示した上で、部材の靱性と密接に関連する断面の鋼材係数 (q_N : 下枠中の 18-1 式参照) の値により部材の (靱性) ランクを決定する形式になっている。即ち、 q_N が横補強筋の効果も考慮して算出された限界鋼材係数 (q_{cr}) の何倍以内かによって、部材種別 FA~FD に対応すると規定されている。ここで q_{cr} は、コンクリートの圧縮縁ひずみが、圧縮強度の 85% に低下したときのひずみに達したときに緊張材が降伏ひずみになることを条件に求められる鋼材係数値で、主に緊張材の保証降伏点応力度、PC 鋼材の弾性係数、曲げ拘束筋比、鋼材係数、曲げ拘束筋量、コンクリート強度をパラメータとして計算されるものである。

表-3.2 プレストレストコンクリート部材の部材種別

部材種別	FA	FB	FC	FD
共通の条件	想定される破壊モードが曲げ破壊であること			左記以外
q_N の上限	q_{cr}	$1.1q_{cr}$	$1.2q_{cr}$	
曲げ拘束筋最小量	材端部から 1.5D の範囲に D10 以上の鉄筋を 10 cm 以下、主筋径の 6 倍以下及び D/4 以下の間隔で配置する。			

$$q_N = \frac{A_s f_{syN} + A_r f_{ryN}}{bDFc} \dots\dots\dots (18-1)$$

$$q_{cr} = \frac{1}{\sqrt{\theta_u} \times 10^3} \times \left(35 \times \frac{p_{wr}^2}{F_c^{0.9}} + \frac{1.8}{F_c^{0.2}} \right) \dots\dots\dots (18-2)$$

$$\text{但し、} \theta_u = \frac{\alpha \cdot f_{syN}}{E_s} + 0.002 - \left(\frac{\beta \cdot f_{syN}}{E_s} + \frac{f_{ce}}{E_c} \right) \dots\dots\dots (18-3)$$

θ_u の安全側の値としては略算的に $\theta_u = 0.5f_{syN} / E_s + 0.002$ としてよい。

- q_N : 鋼材係数
- A_s : 緊張材全断面積 (cm²)
- A_r : 普通鋼材 (引張側) 断面積 (cm²)
- f_{syN} : 緊張材の保証降伏点応力度 (kg/cm²)
- f_{ryN} : 普通鋼材の保証降伏点応力度 (kg/cm²)
- b : プレストレストコンクリート部材の幅 (cm)
- D : プレストレストコンクリート部材のせい (cm)
- F_c : コンクリートの圧縮強度 (kg/cm²)
- p_{wr} : プレストレストコンクリート部材の材端部から 1.5D の範囲に配筋される曲げ拘束筋比 (%)
- α : PC 鋼材の実降伏点応力度と保証降伏点応力度との比。特に資料のない場合は 1.15 としよ。
- β : PC 鋼材の有効プレストレス応力度と保証降伏点応力度との比
- f_{ce} : PC 鋼材重心位置におけるコンクリートの有効プレストレス応力 (kg/cm²)
- E_s : PC 鋼材の弾性係数 (kg/cm²)
- E_c : コンクリートの弾性係数 (kg/cm²)

(3) 建築耐震設計における保有水平耐力と変形性能 (1990)

ここでは、塑性ヒンジ領域において 1/50 以上の回転角が確保されることを目標とする横補強方法が推奨されている。同補強方法は、曲げ圧縮部をコンファインドコンクリートとする PC 梁断面の曲げ解析による検討を主体として、これに既往の諸コード等における規定、ならびに横拘束された PC 梁部材の実験結果などを参考に導かれている。

横補強筋量に及ぼすコンクリート強度および、横補強筋降伏強度の影響、梁幅方向も含めたサブタイの詳細などが考慮され、さらに、靱性をさほど必要としない建物に対する緩和規定も設けられている。なお解析では、部材断面の終局限界点として、横補強筋の破断時点である L_{sr} 点 [4.2.1 参照] を、また塑性ヒンジ長さ (L_{eq}) としては $0.75d$ (d : 断面の有効せい) が用いられている。 q_{sp} の算定式は 4.3-2 式によっている。

鉄筋鋼材係数 (q_{sp}) が 0.15 以上の PC 梁の横拘束補強筋のピッチ S を以下のように定める。

想定塑性ヒンジ領域での十分な回転能力が必要となる梁降伏保証靱性 (BDF) において、 q_{sp} が 0.15 を超える PC 梁の横拘束補強筋のピッチ S は、次の (1) ~ (3) の規定に従うものとする。 q_{sp} が 0.15 以下の場合の補強量は、(2) および (3) の規定を満足するものとし、梁幅が 50cm を超えるときには少なくとも 1 本以上の梁せい方向のサブタイを配筋する。

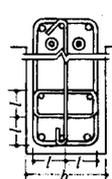
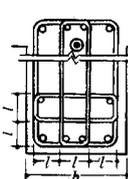
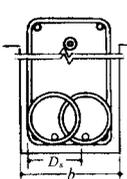
変形能力が BDF よりも小さくてよいと考えられる、一般靱性骨組建物 (GDF) での PC 梁の塑性ヒンジ領域におけるピッチ S は、BDF で必要とされるピッチ S の 1.2 倍とする。また、靱性によるエネルギー吸収に依存しない強度抵抗建物では曲げ靱性のための横拘束補強は特に必要としない。いずれの建物の PC 梁においても横拘束補強領域は 1.5D の範囲とする。

(1) $S \leq S_0 (50/b)(d_s/1.0)^2$ (cm)
 S_0 : 表 2-4 に示す角形状の横補強筋についての D10 鉄筋による基準ピッチ (cm)
 b : 梁幅 (cm)
 d_s : 横補強筋の公称直径 (cm)

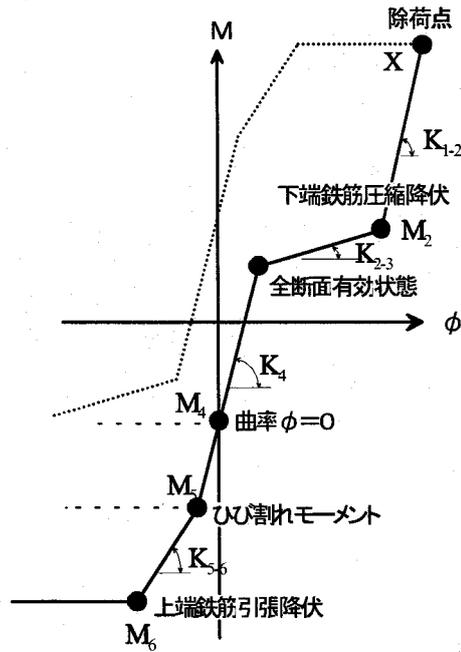
(2) $S \leq 10$ (cm) (D10 の場合)
 $S \leq 15$ (cm) (D13 以上の場合)

(3) $S \leq (b-10)/3$ (cm) (角形横補強筋の場合)

表 2.4 PC 梁における各形状の横補強筋についての D 10 鉄筋による基準ピッチ S_0 (cm)

補強筋形状	$b < 50$ cm	$b \geq 50$ cm	—	備 考
q_{sp}				角形横補強筋における梁幅方向のサブタイは断面の圧縮側に、 x_n および l のいずれか小さいほうの間隔で、圧縮縁から x_n を超える範囲まで配筋する。その形状は溶接あるいは 135°フックによる閉鎖型フープおよび 135°以上に折り曲げたフックを有するタイとする。ここで、 $x_n = (q_{sp}/k_1 k_3) D$, $k_1 k_3 = 0.83$ としてよい。また l は梁せい方向のサブタイの間隔で 20 cm 以下とする。したがって、梁幅が 50 cm 以上の場合、2 本以上の梁せい方向のサブタイが必要となる。
0.15~0.25	@ 10	@ 15	@ 12	
0.25~0.35	@ 8	@ 12	@ 10	

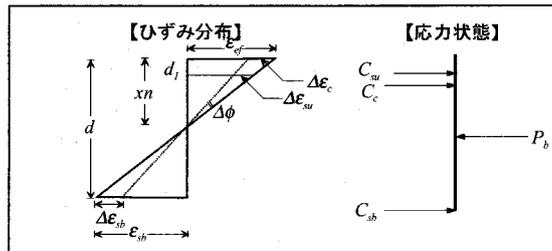
○付録 1-5-1：鈴木・中塚等の提案する PRC 断面の履歴モデル



鈴木・中塚等の提案する履歴モデル

鈴木、中塚等の提案する PRC 断面の履歴算定法について以下に示す。ここで示す計算方法は、比較的 PC 的性質が強い断面、具体的には終局プレストレス率 (λ) が 0.5 以上の断面についての算定式である。

除荷点からの剛性 (K_{1-2})



(仮定)

- ・ X_n が常に一定の値をとる。
- ・ コンクリートのヤング係数はコンクリートの平均ヤング係数 E_c を使うものとし、以下の式により求まる。

$$x = \frac{\epsilon_{cf}}{\epsilon_0}, \quad y = \frac{E_{ef}}{E_i} \quad \text{として}$$

$$\text{Case: } 0 \leq x \leq 0.3$$

$$y = 1$$

$$\text{Case: } 0.3 \leq x$$

$$y = \frac{n(x+0.7)}{(n-1)+(x+0.7)^n} \quad n = 3.4$$

… (1)式

(略算法)

曲率 ϕ が $\Delta\phi$ だけ変化したとき、

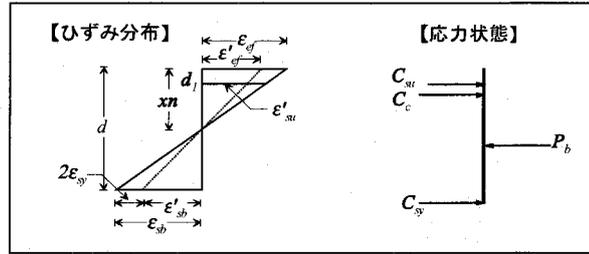
$$\Delta\phi = \frac{\Delta\epsilon_c}{X_n}, \quad \Delta\epsilon_{su} = \frac{X_n - d_1}{X_n} \Delta\epsilon_c, \quad \Delta\epsilon_{sb} = \frac{d - X_n}{X_n} \Delta\epsilon_c$$

中立軸の位置でのモーメントの変化量は、

$$\begin{aligned}\Delta M &= \Delta \varepsilon_{su} E_s A_s (X_n - d_1) + \Delta \varepsilon_{sb} E_s A_s (d - X_n) + \frac{1}{2} \Delta \varepsilon_c E_c^- b X_n \frac{2}{3} X_n \\ &= \frac{X_n - d_1}{X_n} \Delta \varepsilon_c E_s A_s (X_n - d_1) + \frac{d - X_n}{X_n} \Delta \varepsilon_c E_s A_s (d - X_n) + \frac{1}{3} E_c^- b X_n^2\end{aligned}$$

ここで、 $K_{1-2} = \frac{\Delta M}{\Delta \phi} = E_s A_s (X_n - d_1)^2 + E_s A_s (d - X_n)^2 + \frac{1}{3} E_c^- b X_n^3$ … (2)式

下端鉄筋圧縮降伏時のモーメント



(仮定)

- X_n の値は、3-1と同じとする。
- E_c^- の値も、3-1と同じとする。
- 下端鉄筋は、ひずみが $2\varepsilon_{sy}$ 戻ったところ (すなわち、 ε_{sb}) で圧縮降伏するとする。これは、鉄筋モデルの仮定による。
- C_c の作用位置は $\frac{1}{3} X_n$ とする。

(略算値)

中点でモーメントをとると、

$$M_2 = \left(\frac{D}{2} - \frac{1}{3} X_n\right) C_c + C_{su} \left(\frac{D}{2} - d_1\right) - C_{sy} \left(\frac{D}{2} - d_1\right) + P_b \left(d_p - \frac{D}{2}\right) \quad \dots (3)式$$

a: $\varepsilon_{su} \leq \varepsilon_{sy}$ の時 (上端鉄筋降伏前)

$$C_c = \frac{1}{2} b X_n \varepsilon_{sf}' E_c^- = \frac{1}{2} \frac{X_n^2}{d - X_n} b \varepsilon_{sb}' E_c^- \quad \dots (4)式$$

$$C_{su} = \varepsilon_{su} A_s E_s = \frac{X_n - d_1}{d - X_n} \varepsilon_{sb}' A_s E_s \quad \dots (5)式$$

式2,3を(3)式に代入すると、

$$M_2 = \frac{1}{3} \frac{X_n^3}{d - X_n} \varepsilon_{sb}' b E_c^- + E_s A_s \left(\frac{D}{2} - d_1\right) \left(\frac{X_n - d_1}{d - X_n} \varepsilon_{sb}' - \varepsilon_{sy}\right) + P_b \left(d_p - \frac{D}{2}\right)$$

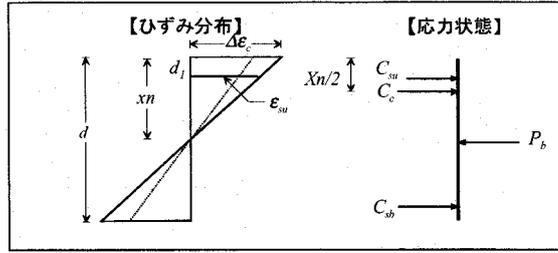
b: $\varepsilon_{su} > \varepsilon_{sy}$ の時 (上端鉄筋降伏後)

$$C_{su} = (\varepsilon_{sy} - \varepsilon_{su} + \varepsilon_{su}') A_s E_s = (\varepsilon_{sy} - \varepsilon_{su} + \frac{X_n - d_1}{d - X_n} \varepsilon_{sb}') A_s E_s \quad \dots (6)式$$

(4),(6)式を(3)式に代入すると、

$$M_2 = \frac{1}{3} \frac{X_n^3}{d - X_n} \varepsilon_{sb}' b E_c^- + E_s A_s \left(\frac{D}{2} - d_1\right) \left(\frac{X_n - d_1}{d - X_n} \varepsilon_{sb}' - \varepsilon_{sy}\right) + P_b \left(d_p - \frac{D}{2}\right)$$

下端鉄筋圧縮降伏後の剛性



(仮定)

- ・ X_n の値は、3-1と同じとする。
- ・ E_c の値も、3-1と同じとする。
- ・ C_c の作用位置は $1/2 \cdot X_n$ とする。

(略算式)

曲率が $\Delta \phi$ だけ変化したとき、

$$\Delta C_c = \frac{1}{2} \Delta \epsilon_c E_c b X_n, \quad \Delta C_{su} = \frac{X_n - d_1}{X_n} \Delta \epsilon_c E_s A_s$$

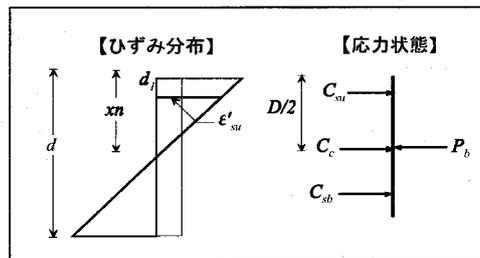
却 $C_{cb} = 0$ (下端鉄筋が降伏しているの)

X_n の位置でのモーメントをとると、

$$\Delta M = \frac{X_n}{2} \frac{1}{2} \Delta \epsilon_c E_c b X_n + \frac{(X_n - d_1)^2}{X_n} \Delta \epsilon_c E_s A_s = \frac{1}{4} \Delta \epsilon_c E_c b X_n^2 + \frac{(X_n - d_1)^2}{X_n} \Delta \epsilon_c E_s A_s$$

$$\text{ここで、} K_{2-3} = \frac{\Delta M}{\Delta \phi} = \frac{1}{4} E_c b X_n^2 + (X_n - d_1)^2 \Delta \epsilon_c E_s A_s \quad \dots (7) \text{式}$$

$\phi = 0$ となるときモーメント



(仮定)

- ・ 却 $C_c = 2C_{sy}$ とする。
- ・ C_c の作用位置は中点とする。
- ・ E_c は、3-1と同じとする。

(略算式)

中点でモーメントをとると、

$$M_4 = (C_{su} - C_{sy}) \left(\frac{D}{2} - d_1 \right) + P_b \left(d_p - \frac{D}{2} \right)$$

$$= (P_b - 2C_{sy} - C_c) \left(\frac{D}{2} - d_1 \right) + P_b \left(d_p - \frac{D}{2} \right) \quad \dots \quad P_b = C_c + C_{su} + C_{sy} \text{より}$$

$$= (P_b - 2C_{sy}) \left(\frac{D}{2} - d_1 \right) - \epsilon_c E_c b D \left(\frac{D}{2} - d_1 \right) + P_b \left(d_p - \frac{D}{2} \right)$$

$$\dots \quad C_c = \epsilon_c E_c b D \text{より}$$

$$= -C_{sy}(D-2d_1) - \varepsilon_c E_c b D \left(\frac{D}{2} - d_1\right) + P_b(d_p - d_1) \quad \dots (8)式$$

a: $\varepsilon_{su} \leq \varepsilon_{sy}$ の時 (上端鉄筋降伏前)

$$P_b = C_c + C_{su} + C_{sy} \quad (\text{断面における力の釣り合い})$$

$$C_c = P_b - C_{su} - C_{sy}$$

$$\varepsilon_c E_c b D = P_b - C_{sy} - \varepsilon_{su} A_s E_s$$

$$= P_b - C_{sy} - \varepsilon_c A_s E_s$$

$$\varepsilon_c = \frac{P_b - C_{sy}}{E_c b D + A_s E_s} \quad \dots (9)式$$

(9)式を(8)式に代入すると

$$M_4 = -C_{sy}(D-2d_1) - \frac{P_b - C_{sy}}{E_c b D + A_s E_s} E_c b D \left(\frac{D}{2} - d_1\right) + P_b(d_p - d_1) \quad \dots (10)式$$

b: $\varepsilon_{su} > \varepsilon_{sy}$ の時 (上端鉄筋降伏後)

$$\varepsilon_c E_c b D = P_b - C_{sy} - C_{su} = P_b - C_{sy} - (\varepsilon_{sy} - \varepsilon_{su} + \varepsilon'_{su}) A_s E_s = P_b - C_{sy} - (\varepsilon_{sy} - \varepsilon_{su} + \varepsilon'_c) A_s E_s$$

$$\varepsilon_c = \frac{P_b - C_{sy} - (\varepsilon_{sy} - \varepsilon_{su}) A_s E_s}{E_c b D + A_s E_s} \quad \dots (11)式$$

$$M_4 = -C_{sy}(D-2d_1) - \frac{P_b - C_{sy} - (\varepsilon_{sy} - \varepsilon_{su}) A_s E_s}{E_c b D + A_s E_s} E_c b D \left(\frac{D}{2} - d_1\right) + P_b(d_p - d_1) \quad \dots (12)式$$

曲率 $\phi = 0$ の時の接線剛性

(仮定)

・ここではコンクリートによる剛性だけを考える。

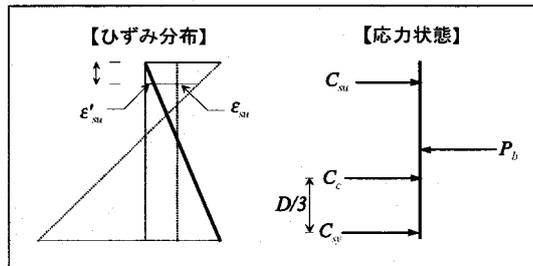
・コンクリートの平均ヤング係数として E_c ではなく、 E_{ef} をとる。

(全断面有効状態になっているので、履歴を受けた部分の全体に対する割合が大きくなっているため。)

(略算式)

$$K_4 = EI = E_{ef} \frac{bD^3}{12} \quad \dots (13)式$$

ひび割れモーメントの値



(仮定)

・コンクリートの引張応力はないものとする。

・ E_c は、3-1 と同じ値とする。

・ C_c の作用位置は下端から、 $D/3$ とする。

(略算式)

中点でモーメントをとると、

$$M_s = -\left(\frac{D}{2} - \frac{D}{3}\right)C_c - \left(\frac{D}{2} - d_1\right)(C_{sy} - C_{su}) + P_b\left(d_p - \frac{D}{2}\right) = -\frac{D}{6}C_c - \left(\frac{D}{2} - d_1\right)(2C_{sy} - P_b + C_c) + P_b\left(d_p - \frac{D}{2}\right)$$

$$= C_c\left(-\frac{2}{3}D + d_1\right) - (D - 2d_1)C_{sy} + (d_p - d_1)P_b = \frac{1}{2}\varepsilon_c b D E_c \left(-\frac{2}{3}D + d_1\right) - (D - 2d_1)C_{sy} + (d_p - d_1)P_b \dots (14)式$$

a: $\varepsilon_{su} \leq \varepsilon_{sy}$ の時 (上端鉄筋降伏前)

$$C_{su} = \varepsilon_{su} E_s A_s = \frac{d_1}{D} \varepsilon_c E_s A_s$$

$$C_c = \frac{1}{2} \varepsilon_c b D E_c$$

$$P_b = \frac{1}{2} \varepsilon_c b D E_c + \frac{d_1}{D} \varepsilon_c E_s A_s + C_{sy} \quad \dots \quad P_b = C_c + C_{su} + C_{sy} \text{より}$$

$$\varepsilon_c = \frac{P_b - C_{sy}}{\frac{1}{2} E_c b D + \frac{d_1}{D} E_s A_s} \dots (15)式$$

(15)式を(14)式に代入すると、

$$M_s = \frac{P_b - C_{sy}}{1 + \frac{d_1}{2} \frac{E_s A_s b E_c}{E_c b D}} \left(-\frac{2}{3}D + d_1\right) - (D - 2d_1)C_{sy} + (d_p - d_1)P_b \dots (16)式$$

b: $\varepsilon_{su} > \varepsilon_{sy}$ の時 (上端鉄筋降伏後)

$$C_{su} = (\varepsilon_{sy} - \varepsilon_{su} + \varepsilon_{su}) E_s A_s = (\varepsilon_{sy} - \varepsilon_{su} + \frac{d_1}{D} \varepsilon_c) E_s A_s$$

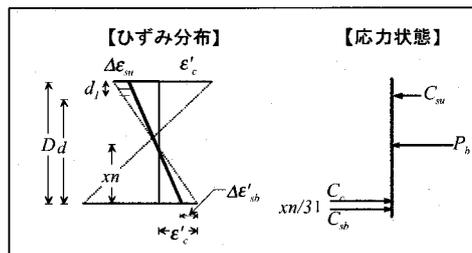
$$P_b = \frac{1}{2} \varepsilon_c b D E_c + (\varepsilon_{sy} - \varepsilon_{su} + \frac{d_1}{D} \varepsilon_c) E_s A_s + C_{sy}$$

$$\varepsilon_c = \frac{P_b - C_{sy} - (\varepsilon_{sy} - \varepsilon_{su}) E_s A_s}{\frac{1}{2} E_c b D + \frac{d_1}{D} E_s A_s} \dots (17)式$$

(17)式を(15)式に代入すると、

$$M_s = \frac{P_b - C_{sy} - (\varepsilon_{sy} - \varepsilon_{su}) E_s A_s}{1 + \frac{d_1}{2} \frac{E_s A_s b E_c}{E_c b D}} \left(-\frac{2}{3}D + d_1\right) - (D - 2d_1)C_{sy} + (d_p - d_1)P_b \dots (18)式$$

ひび割れモーメント後の剛性



(仮定)

- ・ X_n は、下端から、3-1と同じ値をとる。
- ・ E_c は、3-1と同じ値をする。

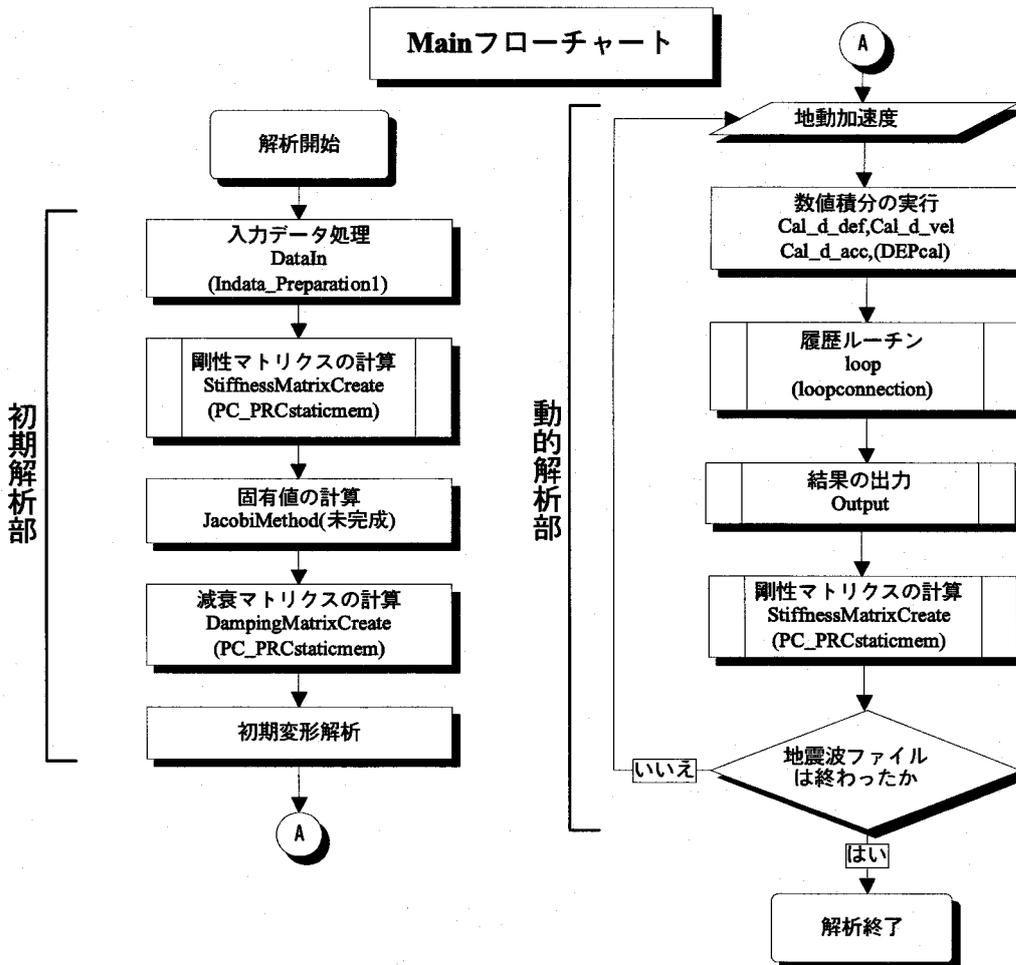
(略算式)

曲率が、~~切~~切だけ変化したとき、

$$\begin{aligned} \Delta M &= -\Delta C_{su}(d-X_n) - \Delta C_c \frac{2}{3} X_n = -\Delta \varepsilon_{su} E_s A_s (d-X_n) - \frac{1}{3} \Delta \varepsilon_c E_c b X_n^2 \\ &= -\frac{(d-X_n)^2}{X_n} \Delta \varepsilon_c E_s A_s - \frac{1}{3} \Delta \varepsilon_c E_c b X_n^2 \end{aligned}$$

$$K_{s-6} = \frac{\Delta M}{\Delta \phi} = (d-X_n)^2 E_s A_s + \frac{1}{3} E_c b X_n^3 \quad \dots (19) \text{式}$$

○付録 2-2-1：フレーム応答解析フロー



【発表論文】

『和文論文』

- 1) RC 柱部材の曲げ靱性確保のための横拘束補強筋量算定式について
岸本一蔵、鈴木計夫、中塚 侑
コンクリート工学年次論文報告集、第 13 巻 第 2 号、pp.327-332、1991.6
- 2) 鉄筋コンクリート柱部材の曲げ靱性と横拘束（コンファインド）補強筋量
鈴木計夫、中塚 侑、岸本一蔵、高木秀晃
材料、Vol.40 No.456、pp.72-78、1991.9
- 3) 圧縮部が横拘束（コンファインド）補強された鉄筋コンクリート柱の終局曲げ強度算定式
鈴木計夫、中塚 侑、岸本一蔵
材料、Vol.40、No.456、pp.79-85、1991.9
- 4) 単スパン PC フレーム構造の耐震性能に関する解析的研究
岸本一蔵、深野 慶、中塚 侑、鈴木計夫
コンクリート工学年次論文報告集、第 16 巻 第 2 号、pp.1313-1318、1994.6
- 5) 終局強度型設計法による試設計 PC フレーム構造の耐震性能について
深野 慶、岸本一蔵、中塚 侑、鈴木計夫
構造工学論文集、Vol.40B、pp.335-344、1994.3
- 6) プレストレストコンクリート骨組構造の設計用ベースシア係数に関する一考察
深野 慶、岸本一蔵、中塚 侑、鈴木計夫
構造工学論文集、Vol.41B、pp.477-484、1995.3
- 7) プレストレストコンクリート骨組構造の設計用一次固有周期の検討
深野 慶、中塚 侑、岸本一蔵、鈴木計夫
日本建築学会構造系論文集 No.488 pp.137-143 1996.10
- 8) 中低層 PC 構造の設計用ベースシア係数の検討
深野 慶、中塚 侑、岸本一蔵、鈴木計夫
日本建築学会構造系論文集 No.490 pp.197-203 1996.12
- 9) プレストレストコンクリート構造物の不静定応力に関する一考察
三好徹志、大野義照、岸本一蔵
コンクリート工学年次論文報告集、第 20 巻 第 3 号、pp.703-708、1998.6
- 10) プレストレストコンクリート骨組構造の耐震特性についての一考察
岸本一蔵、吉田哲也、池宮 学、深野 慶、中塚 侑、大野義照
日本建築学会構造系論文集 No.511 pp.133-139 1998.9
- 11) PC 鋼材量、PC 鋼材-グラウト間の付着程度が PC 骨組建物の応答変形量に及ぼす影響
岸本一蔵、大野義照
日本建築学会構造系論文集（投稿中 2001 年 5 月掲載予定）

『英文論文』

Amount of Confining Reinforcement Required for Flexural Ductility of Reinforced Concrete Columns
Ichizo KISHIMOTO, Tadashi NAKATSUKA, Kazuo SUZUKI
1991. Pacific Conference on Earthquake Engineering

Research on ultimate strength design method of prestressed concrete structures based on ductile capacity of structure
Kei FUKANO, Ichizo KISHIMOTO, Tadashi NAKATSUKA, Kazuo SUZUKI
1996 . Eleventh World Conference on Earthquake Engineering

『その他の和文論文』

○日本建築学会近畿支部研究報告集

- 1) コンクリートの曲げ部材断面の曲げ終局強度と曲げ変形性能に関する解析的考察
岸本一蔵、鈴木計夫、中塚 侑、第 29 号・構造系、pp.429-432、1989.5
- 2) RC 柱部材の曲げ靱性確保のための横補強筋量に関する解析的研究
岸本一蔵、鈴木計夫、中塚 侑、第 30 号・構造系、pp.37-40、1990.5
- 3) RC 柱断面の曲げ靱性確保のための横拘束（コンファインド）強筋量算定式
岸本一蔵、鈴木計夫、中塚 侑、第 31 号・構造系、pp.57-60、1991.5
- 4) RC 柱断面の曲げ耐力と曲げ変形能力に及ぼすコンファインド補強の影響
高木秀晃、鈴木計夫、中塚 侑、岸本一蔵、第 31 号・構造系、pp.61-64、1991.5
- 5) RC 柱の終局曲げ耐力と曲げ靱性設計図表
高木秀晃、鈴木計夫、中塚 侑、岸本一蔵、第 32 号・構造系、pp.85-88、1992.6
- 6) 終局強度型設計法による試設計 PC 骨組構造の耐震性能に関する研究（その 1 試設計骨組構造の特長）
岩本浩樹、岸本一蔵、深野 慶、中塚 侑、鈴木計夫、第 34 号・構造系、pp.49-52、1994.6
- 7) 終局強度型設計法による試設計 PC 骨組構造の耐震性能に関する研究（その 2 静的弾性応力解析による検討）
岸本一蔵、岩本浩樹、深野 慶、中塚 侑、鈴木計夫、第 34 号・構造系、pp.53-56、1994.6
- 8) 終局強度型設計法による試設計 PC 骨組構造の耐震性能に関する研究（その 3 動的弾性応答解析による検討及びまとめ）
深野 慶、岩本浩樹、岸本一蔵、中塚 侑、鈴木計夫、第 34 号・構造系、pp.57-60、1994.6
- 9) PC 骨組構造の終局強度型設計用ベースシア係数に関する研究
吉田哲也、岩本浩樹、岸本一蔵、深野 慶、中塚 侑、鈴木計夫、第 35 号・構造系、pp.45-48、1995.6
- 10) 部材断面の終局曲げ耐力に基づく PC 骨組構造の特徴
池宮 学、吉田哲也、岸本一蔵、深野 慶、板垣勝善、中塚 侑、大野義照、第 37 号・構造系、pp.281-284、1997.7
- 11) プレストレストコンクリート造倉庫を想定したモデル架構のクリープ不静定モーメント
三好徹志、大野義照、岸本一蔵、第 38 号・構造系、pp.69-72、1998.7
- 12) 中低層 PC 骨組構造の上下動地震応答に関する基礎的研究 中小地震に対する検討
池宮 学、岸本一蔵、深野 慶、吉橋秀和、中塚 侑、大野義照、第 38 号・構造系、pp.73-76、1998.7
- 13) 等価塑性ヒンジ長さとして断面曲げ解析による PC 梁の荷重-変形関係の推定
石井孝幸、中塚 侑、阿波野昌幸、上東弘英、岸本一蔵、第 39 号・構造系、pp.453-456、1999.6
- 14) プレストレスト鉄筋コンクリート梁断面の履歴モデルに関する研究
松居八重子、岸本一蔵、大野義照、第 39 号・構造系、pp.461-464、1999.6

○日本建築学会大会学術講演梗概集

- 1) プレストレスト（鉄筋）コンクリート部材断面の終局曲げ強度に関する解析的考察
岸本一蔵、鈴木計夫、中塚 侑、1989、C 構造Ⅱ、p.961
- 2) RC 柱部材の曲げ靱性確保のための横補強筋量に関する解析的考察（その 1：曲げ靱性評価の為の終局限界点について）、中塚 侑、岸本一蔵、鈴木計夫、1990、C 構造Ⅱ、p.779
- 3) RC 柱部材の曲げ靱性確保のための横補強筋量に関する解析的考察（その 2：必要横補強筋量に及ぼす諸要因の影響とその算定式）、岸本一蔵、鈴木計夫、中塚 侑、1990、C 構造Ⅱ、p.781
- 4) RC 柱断面の曲げ耐力と変形能力に及ぼすコンファインド補強の影響に関する解析的考察（その 1：影響メカニズムと横補強筋比の影響）、高木秀晃、岸本一蔵、中塚 侑、鈴木計夫、1991、C 構造Ⅱ、p.521
- 5) RC 柱断面の曲げ耐力と変形能力に及ぼすコンファインド補強の影響に関する解析的考察（その 1：コンクリート強度およびその他の要因）、岸本一蔵、中塚 侑、鈴木計夫、1991、C 構造Ⅱ、p.523
- 6) RC 柱の終局曲げ耐力と曲げ靱性設計図表（その 1：終局曲げ強度算定式）

- 中塚 侑、岸本一蔵、鈴木計夫、1992、C 構造Ⅱ、p.615
- 7) RC 柱の終局曲げ耐力と曲げ靱性設計図表 (その 2: 設計図表)
高木英晃、岸本一蔵、中塚 侑、鈴木計夫、1992、C 構造Ⅱ、p.617
 - 8) 柱降伏を許容する一般靱性 PC 建物に関する解析的研究
岸本一蔵、深野 慶、中塚 侑、金澤正明、鈴木計夫、1993、C 構造Ⅱ、p.1075
 - 9) PC 骨組構造終局強度型設計法に関する基礎研究 (その 1: 試設計骨組構造の特長)
岩本浩樹、岸本一蔵、深野 慶、板垣勝善、中塚 侑、鈴木計夫、1994、C 構造Ⅱ、p.1009
 - 10) PC 骨組構造終局強度型設計法に関する基礎研究 (その 2: 静的弾塑性応力解析による検討)
岸本一蔵、岩本浩樹、深野 慶、板垣勝善、中塚 侑、鈴木計夫、1994、C 構造Ⅱ、p.1011
 - 11) PC 骨組構造終局強度型設計法に関する基礎研究 (その 3: 動的弾塑性応答解析による検討及びまとめ)
深野 慶、岸本一蔵、岩本浩樹、板垣勝善、中塚 侑、鈴木計夫、1994、C 構造Ⅱ、p.1013
 - 12) PC 構造の終局強度設計法に関する基礎研究 (その 1: PC 骨組構造の一次固有周期に関する検討)
吉田哲也、岩本浩樹、岸本一蔵、深野 慶、板垣勝善、中塚 侑、鈴木計夫、1994、C 構造Ⅱ、p.913
 - 13) PC 構造の終局強度設計法に関する基礎研究 (その 2: PC 骨組構造の終局強度型設計用ベースシア係数に関する検討)
岩本浩樹、吉田哲也、岸本一蔵、深野 慶、板垣勝善、中塚 侑、鈴木計夫、1994、C 構造Ⅱ、p.915
 - 14) PC 構造の終局強度設計法に関する基礎研究 (その 3: PC 骨組構造の復元力特性に関する検討)
深野 慶、吉田哲也、岩本浩樹、岸本一蔵、板垣勝善、中塚 侑、鈴木計夫、1994、C 構造Ⅱ、p.917
 - 15) RC 柱の終局曲げ耐力と曲げ靱性設計図表 (その 2: 設計図表)
高木英晃、岸本一蔵、中塚 侑、鈴木計夫、1992、C 構造Ⅱ、p.617
 - 16) RC 柱の終局曲げ耐力と曲げ靱性設計図表 (その 2: 設計図表)
高木英晃、岸本一蔵、中塚 侑、鈴木計夫、1992、C 構造Ⅱ、p.617
 - 17) PC 構造の終局強度型設計法に関する基礎研究 その 4 中低層 PC 骨組構造の設計用ベースシア係数の検討 (中小地震動に対する検討)
吉田哲也、岩本浩樹、岸本一蔵、深野 慶、板垣勝善、中塚 侑、鈴木計夫、1996、C-2、p.927
 - 18) PC 構造の終局強度型設計法に関する基礎研究 その 5 中低層 PC 骨組構造の設計用ベースシア係数の検討 (大地震動に対する検討及びまとめ)
深野 慶、吉田哲也、岩本浩樹、岸本一蔵、板垣勝善、中塚 侑、鈴木計夫、1996、C-2、p.929
 - 19) PC 骨組構造の耐震設計法に関する基礎研究 その 1 試設計骨組構造の特徴
岩本浩樹、吉田哲也、岸本一蔵、深野 慶、板垣勝善、中塚 侑、鈴木計夫、1996、C-2、p.931
 - 20) PC 骨組構造の耐震設計法に関する基礎研究 その 2 静的弾塑性解析による検討
板垣勝善、吉田哲也、岩本浩樹、岸本一蔵、深野 慶、中塚 侑、鈴木計夫、1996、C-2、p.933
 - 21) プレストレストコンクリート架構の不静定応力に関する一考察
三好徹志、大野義照、岸本一蔵、鈴木計夫、1996、C-2、p.953
 - 22) 近畿支部 RC 構造部会 兵庫県南部地震に関する RC 建物調査 その 1 灘区、東灘区全数調査 調査概要
大野義照、窪田敏行、田才晃、村上雅英、岸本一蔵、渡邊史夫、1996、C-2、p.355
 - 23) 近畿支部 RC 構造部会 兵庫県南部地震に関する RC 建物調査 その 2 灘区、東灘区全数調査 統計分析 1
岸本一蔵、窪田敏行、大野義照、田才晃、村上雅英、益尾潔、1996、C-2、p.357
 - 24) 近畿支部 RC 構造部会 兵庫県南部地震に関する RC 建物調査 その 3 灘区、東灘区全数調査 統計分析 2
益尾潔、窪田敏行、大野義照、田才晃、村上雅英、岸本一蔵、1996、C-2、p.359
 - 25) 近畿支部 RC 構造部会 兵庫県南部地震に関する RC 建物調査 その 4 灘区、東灘区全数調査 ピロティ形式建物に関する検討
田才晃、益尾潔、窪田敏行、村上雅英、大野義照、岸本一蔵、1996、C-2、p.361
 - 26) PC 構造の終局強度型設計法に関する基礎研究 その 6 中低層 PC 骨組構造の設計用ベースシア係数の検討 現行耐震規定の一次設計に対する検討
能瀬直樹、守安一平、嶋崎敦志、深野 慶、板垣勝善、岸本一蔵、1997、C-2、p.833
 - 27) PC 構造の終局強度型設計法に関する基礎研究 その 7 中低層 PC 骨組構造の設計用ベースシア係数の

検討 現行耐震規定の二次設計に対する検討

守安一平、能瀬直樹、嶋崎敦志、深野 慶、板垣勝善、岸本一蔵、1997、C-2、p.835

- 28) PC 骨組構造の耐震設計法に関する基礎研究 その3 試設計建物の層のせん断耐力からみた特徴
池宮 学、吉田哲也、岸本一蔵、嶋崎敦志、深野 慶、中塚 侑、鈴木計夫、1997、C-2、p.837
- 29) PC 骨組構造の耐震設計法に関する基礎研究 その4 柱耐力を割増したモデルの解析例
吉田哲也、池宮 学、岸本一蔵、嶋崎敦志、深野 慶、中塚 侑、鈴木計夫、1997、C-2、p.839
- 30) PC 梁の曲げ靱性確保のための横拘束補強について
岸本一蔵、中塚 侑、鈴木計夫、1997、C-2、p.883
- 31) プレストレストコンクリート架構のクリープ不静定応力に関する一考察
三好徹志、大野義照、岸本一蔵、1997、C-2、p.925
- 32) PC 構造の終局強度型設計法に関する基礎研究 その8 中低層 PC 骨組構造の弾塑性挙動に関する検討-1
能瀬直樹、深野 慶、橋本康則、岸本一蔵、中塚 侑、大野義照、1998、C-2、p.965
- 33) PC 構造の終局強度型設計法に関する基礎研究 その9 中低層 PC 骨組構造の弾塑性挙動に関する検討-2
守安一平、深野 慶、橋本康則、岸本一蔵、中塚 侑、大野義照、1998、C-2、p.967
- 34) PC 架構の終局状態における不静定応力の検討 (その1 検討方針)
戸潤隆、大野義照、岸本一蔵、森高英夫、森田輝生、傳金華、林三雄、1998、C-2、p.969
- 35) PC 架構の終局状態における不静定応力の検討 (その2 漸増載荷解析による検討結果)
森田輝生、大野義照、岸本一蔵、森高英夫、戸潤隆、傳金華、林三雄、1998、C-2、p.971
- 36) 中低層 PC 骨組構造の上下動応答特性に関する基礎的検討 その1 基本振動特性に関する検討
吉橋秀和、深野 慶、橋本康則、岸本一蔵、中塚 侑、大野義照、1998、C-2、p.979
- 37) 中低層 PC 骨組構造の上下動応答特性に関する基礎的検討 その2 上下動基本応答特性に関する検討
深野 慶、吉橋秀和、橋本康則、岸本一蔵、中塚 侑、大野義照、1998、C-2、p.981
- 38) プレストレストコンクリート骨組構造の上下動特性に関する研究 その1 梁部材単体モデルの検討
岸本一蔵、池宮 学、深野 慶、吉橋秀和、中塚 侑、大野義照、1998、C-2、p.983
- 39) プレストレストコンクリート骨組構造の上下動特性に関する研究 その2 フレームモデルの検討
池宮 学、岸本一蔵、深野 慶、吉橋秀和、中塚 侑、大野義照、1998、C-2、p.985
- 40) 中低層 PC 骨組構造の上下動特性に関する基礎的検討 その1 検討条件
能瀬直樹、深野 慶、橋本康則、岸本一蔵、中塚 侑、大野義照、1999、C-2、p.1019
- 41) 中低層 PC 骨組構造の上下動特性に関する基礎的検討 その2 基本振動特性
栗田兼治、深野 慶、橋本康則、岸本一蔵、中塚 侑、大野義照、1999、C-2、p.1021
- 42) 中低層 PC 骨組構造の上下動特性に関する基礎的検討 その3 基本入力特性
守安一平、深野 慶、橋本康則、岸本一蔵、中塚 侑、大野義照、1999、C-2、p.1023
- 43) 中低層 PC 骨組構造の上下動特性に関する基礎的検討 その4 基本応答特性
吉橋秀和、深野 慶、橋本康則、岸本一蔵、中塚 侑、大野義照、1999、C-2、p.1025
- 44) PC 架構の終局状態における不静定応力の検討 (その3 終局時における不静定応力の挙動)
戸潤隆、大野義照、岸本一蔵、森高英夫、森田輝生、傳金華、林三雄、1999、C-2、p.1029
- 45) PRC 梁断面の履歴モデルに関する研究 その1 主筋のバウジナガー効果を考慮した履歴モデルの修正
岸本一蔵、松居八重子、大野義照、1999、C-2、p.1039
- 46) PRC 梁断面の履歴モデルに関する研究 その2 コンクリート-PC 鋼材間の付着劣化が履歴に及ぼす影響を
検討
松居八重子、岸本一蔵、大野義照、1999、C-2、p.1041
- 47) 等価塑性ヒンジ長さと同断面曲げ解析による PC 梁の荷重-変形関係の推定 (その2) 解析結果と実験結果の比較および考察
上東弘英、中塚 侑、阿波野昌幸、石井孝幸、岸本一蔵、1999、C-2、p.1045
- 48) 全体降伏型を想定した PC 骨組構造の一階柱脚補強量と応答性状について(その1 試設計および解析条件)
莫勇、岸本一蔵、大野義照、2000、C-2、p.961
- 49) 全体降伏型を想定した PC 骨組構造の一階柱脚補強量と応答性状について (その2 解析結果)

岸本一蔵、莫勇、大野義照、2000、C-2、p.963

○シンポジウム等 -----

1) RC 部材変形能確保のための補強筋量について

鈴木計夫、中塚 侖、岸本一蔵、コンクリート構造物の靱性と配筋方法に関するシンポジウム論文集
1990、pp.139-136

『報告書等（全て共著）』・

・ 1995 兵庫県南部地震コンクリート系建物被害調査報告書
日本建築学会近畿支部鉄筋コンクリート構造部会、1996.7

・ 1995 兵庫県南部地震プレストレストコンクリート造建物被害調査報告書
日本建築学会 PC 構造運営委員会 地震被害調査 WG、1996.7

・ 一九九五 兵庫県南部地震鉄筋コンクリート造建築物の被害調査報告書 第一編 公共建物
日本建築学会 RC 構造運営委員会 兵庫県南部地震災害調査小委員会 公共建築 WG、1997.3

・ コンクリート構造（PC・PRC）部材靱性設計手法と耐震架構への応用
日本建築学会 PC 構造委員会 終局限界変形・変位小委員会、1997.9

・ プレストレスト（鉄筋）コンクリート構造部材の設計法－現状と将来－
日本建築学会 PC 構造委員会 PC 部材力学挙動予測法小委員会、2000.4

【謝辞】

本研究をまとめるにあたり、始終丁寧なご指導とご鞭撻はもとより、研究活動に対する姿勢についてもご示唆、ご指導を賜りました大阪大学 教授 大野義照博士、助教授 中塚侑博士に深く感謝の意を表します。併せて、本論文の校閲の労をおとりくださり、有益なご助言とご指導を賜りました、大阪大学 教授 井上豊博士、橋英三郎博士に謹んで謝意を表します。

また、有益なご助言とご支援をいただいた福井工業大学 教授 鈴木計夫博士、大阪大学 技官 中川隆夫氏に心より感謝いたします。

さらに、多くの貴重な時間をご割愛下さりご討論いただきました(株)大林組 副部長 深野慶博士、ならびに(株)大林組 本店設計部の方々に深く感謝の意を表します。

卒業論文あるいは修士論文のテーマとして研究の遂行にご尽力いただいた当時大阪大学 高木秀晃氏（現 昭和設計）、小木曾康介氏（現 中央設計）、岩本浩樹氏（現 都市基盤整備公団）、吉田哲也氏（現 大林組）、豊田秀和氏（現 運輸省）、秋山順子氏（現 新井組）、池宮学氏（現 大阪市）、山田倫也氏（現 鹿島建設）、松居八重子氏（現 大阪大学大学院）の皆様にご深く御礼申し上げます。

末筆ながら、研究成果を引用させていただいた多くの文献著者の方々に対し感謝の意を表します。