

博士論文

付着－すべり現象に着目した
細径軸方向鉄筋を有する RC 柱供試体の
耐震性能の評価および補強効果の検証に関する研究

Effect of the bond-slip behavior of thin rebars
on the seismic performance and retrofitting
of RC column specimens

2024 年 3 月

SHAO PEILUN

山口大学 大学院創成科学研究科

論文要旨

鉄筋コンクリート (RC) は、建物やインフラ施設の建設に広く使用されてきました。特に RC 橋脚は、経済性、施工性、耐久性、耐震性、耐食性などの利点から、高速道路の高架橋、山岳橋梁、渡河橋等に広く活用されています。RC 橋脚の設計・施工においては、鉄筋とコンクリートの接着性能が重要です。特に、信頼性の高い応力伝達を得るには、材料間の十分な接合強度を確保することが必要不可欠です。多くの RC 構造では柱境界部やフーチング内の鉄筋とコンクリートの接着強度が低下するとすべり挙動が生じ、橋脚の耐荷力および剛性の低下や、RC 構造の耐震性能そのものの低下を招くおそれがあります。

これまでの研究により、軸方向鉄筋の直径と配置が接合部の接合性能に大きく影響することが示されてきました。同程度の軸方向鉄筋比の配筋であっても、細径の軸方向鉄筋が密に配置した RC 柱では、定着性能の低下により軸筋とフーチングコンクリートとの結合が失われ、破壊形式が設計で想定している曲げ破壊からロックモードへと移行し、想定外の被害が発生する可能性があります。

このような背景から、RC 橋脚の限界状態や耐震性評価に関する研究分野では、軸方向鉄筋の抜け出しを防ぐために、軸方向鉄筋の付着強度や定着長の要求性能に関する研究が行われてきました。しかし、建築分野のように、軸方向鉄筋の直径や配置等の違いが接合部の定着性能に及ぼす影響だけでなく、同部材の限界状態の耐力や変形性能に及ぼす影響に関する統合的な研究は多くありません。

本研究では、同程度の軸方向鉄筋比と耐力を有する、異なる鉄筋径と鉄筋本数の軸方向鉄筋により構成される RC 縮小模型柱を対象とした正負交番繰り返し載荷実験による変形性能の評価と、有限要素解析に基づく RC 柱の変形挙動の再現に関する研究を行いました。また、これらを通じ RC 橋脚の付着—すべり現象が、高密度配筋された細径軸方向鉄筋を有する RC 柱の耐震補強性能に及ぼす影響について研究を行っており、本論文の構成を以下に記述します。

- ・ 2章では、既往の研究で多用される標準的な RC 縮小模型橋脚と同程度の軸方向鉄筋比を有する細径鉄筋を密に配筋した RC 柱供試体を用いた繰り返し載荷実験を行い、細径鉄筋による配筋が RC 柱の変形耐荷性能や破壊メカニズムに及ぼす影響について評価を行った。特に、軸方向鉄筋のひずみ履歴や荷重～ひずみ関係の履歴と供試体内部における鉄筋の損傷状況、また、柱基部載荷両側における鉛直方向変位に算出された回転変形挙動に着目して考察を行った。
- ・ 3章では、非線形有限要素法に基づいて繰り返し載荷実験の再現解析を行っているが、軸方向鉄筋とコンクリート間の接合を考慮する必要があることを明らかにし、RC 柱の軸方向鉄筋とコンクリート間の付着—すべり現象を再現するための新たなモデル化手法を提案した。接合部における鉄筋の付着—すべり現象や、異なる配筋状況によって生じる付着破壊性状の違いに焦点を当て、それらが RC 柱の全体的な変形耐荷性能にどのように影響するのかを詳細に分析した。これらの分析・検討の結果から、細径鉄筋を密に配置した RC 柱の性能や破壊メカニズムについて取りまとめた。

- ・ 4章では、細径鉄筋を有する RC 柱について耐震補強の可能性について検証を行った。既存の交通インフラ施設の各種補強工事が数多く行われているが、旧耐震基準に基づいて設計・建設された既存 RC 橋脚はその多くが現行の基準に比べて細径の軸方向鉄筋が用いられており、こうした RC 部材を補強しても十分補強効果が期待できない可能性があることから、細径の軸方向鉄筋を補強した供試体を作成し、これを用いた繰り返し載荷実験に基づき耐荷変形性能の評価を行った。補強により軸方向鉄筋の付着破壊や塑性ヒンジ区間での回轉變形などの抑制効果に焦点を当てて詳細に検証した。これにより、高強度 PCM 材の打ち込み補強工法が既存部鉄筋の付着破壊を抑制し、既存部のロッキング変形を抑制できることを明らかにした。
- ・ 5章では、補強された供試体を対象として、前章の繰り返し載荷実験で対象とした PCM 材による巻き立て補強が既存部における軸方向鉄筋の定着不良や、ロッキング変形への抑制効果について非線形有限要素法に基づく検証を行った。PCM 補強部と補強部鉄筋を適切にモデル化することで、繰り返し載荷実験に観測された除荷再載荷履歴のピンチング現象を再現でき、供試体基部に付着破壊による生じた塑性ヒンジ部のロッキング変形も抑制できたことを明らかにした。

最後に、各章の結論をとりまとめ、付着-すべり現象に着目した高密度に配置された細径軸方向鉄筋を有する RC 橋脚の耐震補強性能に関する研究成果の総括を行いました。また、本研究では解決できなかった課題を挙げることで、今後の研究課題について記述しています。

Abstract

Reinforced Concrete (RC) has been extensively used in the construction of buildings and infrastructure facilities. Particularly, RC bridge piers have been widely utilized in the construction of highways, mountainous, and river elevated bridges due to their cost-effectiveness, ease of construction, durability, seismic resistance, and corrosion resistance. In the design and construction of bridge piers, the bond performance between reinforcement and concrete is crucial. Ensuring sufficient bond strength between the materials is essential for reliable stress transmission. In most RC structures, deterioration of bond strength between reinforcement and concrete in column boundaries and within footings leads to slippage phenomena, reducing the column's load-bearing capacity and rigidity, resulting in a decrease in the seismic performance of RC structures.

Previous studies have shown that the diameter and arrangement of axial bars significantly affect the bond performance at the joint. Therefore, in bridge piers with densely arranged small-diameter axial bars, the bond between axial bars and footing concrete may be lost due to decreased anchorage performance, possibly changing the failure mode from flexural failure, as assumed in current designs, to a failure mode caused by rocking deformation.

In this study, considering the above background, cyclic loading tests and finite element analysis based on reduced-scale RC column models, consisting of different diameters and numbers of axial bars with similar reinforcement ratios and strengths, were conducted. Through these, the influence of bond-slip phenomena in RC bridge piers with densely arranged small-diameter axial bars on the seismic reinforcement performance of RC columns was investigated. The structure of this paper is described below.

In Chapter 2, cyclic loading tests using RC column specimens with densely arranged small-diameter axial bars, having similar reinforcement ratios and strengths compared to the standard reduced-scale RC bridge pier models commonly used in previous studies, were conducted. The influence of small-diameter axial bars on the deformation and load-bearing performance and failure mechanisms of RC columns was compared with standard specimens. Specifically, analyses and considerations were made regarding the strain history of axial bars at loading stages, load-strain relationship history, damage conditions of reinforcements inside the specimens, and rotational deformation behaviors calculated from vertical displacements on both sides of the column base.

In Chapter 3, reproduction analysis of cyclic loading tests based on nonlinear finite element methods was conducted. It was clarified that it is necessary to consider the bond between axial bars and concrete. A new modeling method to reproduce the bond-slip phenomena between axial bars and concrete in RC columns was proposed. In these numerical analysis methods, focusing on the bond-slip behavior of reinforcements at the joint and differences in bond failure characteristics caused by different reinforcement arrangements, detailed analyses were conducted on how they affect the overall deformation and load-bearing performance of RC columns. From these analyses and considerations, the performance and failure mechanisms of RC columns with densely arranged small-diameter axial bars were summarized.

In Chapter 4, the possibility of seismic reinforcement for RC columns with small-diameter axial bars was verified. Even now, various reinforcement works are being conducted for existing transportation infrastructure facilities for reasons such as improving the seismic performance of RC bridge piers, extending the life of aging structures, and taking measures against imminent heavy rain disasters. In the case of existing RC bridge piers designed and constructed based on old seismic standards, many of them use smaller diameter axial bars compared to current standards and do not have sufficient flexural strength. Also, in reinforcement, it is necessary to select a construction method that comprehensively considers seismic resistance, durability, workability, and economy. Especially when applying to river piers, it is necessary to smoothly construct within a limited construction period, and in some cases, a reinforcement method with a thin wrapping thickness is chosen to reduce the riverbed occupancy rate and maintain its performance for a long time. Since it is unclear whether the reinforcement effect can be sufficiently expected even if reinforcement is performed, cyclic loading tests were conducted on specimens reinforced with PCM materials for RC columns with insufficient deformation performance due to such reinforcements and anchorage conditions, and the load-bearing deformation performance was evaluated. Detailed verification was conducted focusing on the suppression effect of anchorage failure of axial bars and rotational deformation in the plastic hinge section caused by bond failure. It was clarified that the high-strength PCM material pouring reinforcement method can suppress the anchorage failure of existing part reinforcements and the rocking deformation of the existing part.

In Chapter 5, verification based on nonlinear finite element methods was conducted on the specimens reinforced in the previous chapter, focusing on the suppression effect of anchorage failure of axial bars in the existing part and rocking deformation due to the wrapping reinforcement of PCM materials targeted in cyclic loading tests. By appropriately modeling the PCM reinforced part and the reinforced part reinforcements, it was possible to reproduce the pinching phenomena observed in the unloading and reloading history of cyclic loading tests, and it was clarified that the rocking deformation of the plastic hinge part caused by bond failure at the base of the specimen could also be suppressed.

Finally, the conclusions of each chapter were summarized, and a comprehensive summary of the research results on the seismic reinforcement performance of RC bridge piers with densely arranged small-diameter axial bars focusing on bond-slip behavior was conducted. Also, unresolved issues in this study were raised, and descriptions were made regarding future research issues.

目次

論文要旨	2
Abstract	4
目次	6
第1章 序論	1
1.1 研究背景と目的	1
1.2 既往研究	6
1.3 本論文の構成	8
参考文献	9
第2章 細径鉄筋を有する RC 柱の載荷実験に基づく変形性能の評価	11
2.1. 載荷実験の目的と試験体の概要	11
2.2. 載荷装置とデータ計測	14
2.3. RC 橋脚柱模型の曲げ変形	16
2.4. 鉄筋の損傷 (Case-2)	20
2.5. 柱損傷のメカニズム	23
2.6. まとめ	27
参考文献	28
第3章 FEA による RC 柱の繰り返し載荷実験の再現解析	29
3.1 はじめに	29
3.2 有限要素解析法	31
3.2.1. 要素の種類と定式化	31
3.2.2. 非線形解析と Newton-Raphson 法および連立方程式の解法	36
3.3 有限要素解析における材料のモデル化	40
3.3.1. コンクリート材料のモデル化	40
3.3.2. 補強筋のモデル化	50
3.3.4. 軸方向鉄筋とコンクリート間の付着—すべり挙動のモデル	53
3.4 有限要素解析による RC 柱供試体の正負交番載荷実験の再現とこれに基づく考察	61
3.4.1. 解析の概要	61
3.4.2. 鉄筋を完全付着と仮定した場合の解析結果の考察	62
3.4.3. 付着抜け出し破壊モードと付着割裂破壊モードの解析結果の考察	65
3.4.4. 鉄筋定着長さの影響及び定着域モデル化の改良	70
3.5 まとめ	75
参考文献	76
第4章 細径鉄筋を密に配列した RC 橋脚の補強効果の検証	79
4.1 はじめに	79
4.2 巻き立て補強及び載荷実験	80
4.2.1. RC 柱供試体の構造および断面形状	80
4.2.2. 補強供試体の繰り返し載荷実験及びデータ計測	85
4.3 載荷実験に基づく RC 柱供試体の曲げ変形挙動および損傷状況の考察	86

4.3.1.	曲げ変形および損傷状況	86
4.3.2.	ひび割れの進展及びコンクリートの損傷	91
4.3.3.	軸方向鉄筋及び帯鉄筋の損傷	93
4.4	PCM 補強材による RC 柱の回転変形の抑制効果の評価	101
4.5	まとめ	104
	参考文献	105
第 5 章	FEA による補強 RC 柱の再現解析を通じた補強効果の検証	106
5.1	はじめに	106
5.2	解析モデル	106
5.2.1.	構造モデル化	106
5.2.2.	材料パラメータ	108
5.3	再現解析に基づく RC 柱供試体の曲げ変形挙動の再現とこれに基づく細径軸方向鉄筋を有する供試体の耐震補強効果の検証	109
5.3.1	鉄筋に付着一すべりを入れる場合	109
5.3.2	鉄筋が完全定着される場合	111
5.4	まとめ	116
	参考文献	117
第 6 章	総括	118
6.1	本研究の総括	118
6.2	本研究の成果・課題と今後の展望	121
	謝辞	122

第1章 序論

1.1 研究背景と目的

19世紀後半、近代的な鉄筋コンクリートが登場して以来、十分な耐久性、耐荷性を持ち、他の建築材料に比べて経済性や施工性も高いために、社会インフラ施設の建設に広く利用されている。引張に弱いコンクリートの中に鉄筋を埋め込むことで、引張耐性が弱い弱点が克服され、圧縮に座屈発生しやすい鉄筋でも、コンクリートの横拘束により発生しにくくなった、橋梁構造物、特に橋脚の建設にも多用されている。

1875年にフランスで最初に架けられた長さ16m、幅4m鉄筋コンクリート橋は現在に至るまで、鉄筋コンクリートが橋梁建設分野にも140年以上使用されており、中国政府公開したデータから^[1.1]、2022年末まで、中国は約103.3万の道路橋を建設しているが、RC橋梁の割合は90%超となっている。また、アメリカでも、現存の60万橋梁の中で、RC橋梁は約56.5%、半数を超えた^[1.2]。鉄筋コンクリートは、既に世界中一番汎用する建築材料となっている。

1995年年1月17日午前5時46分、マグニチュード7.3、淡路島北部震源とする地震「兵庫県南部地震」による被害は甚大で、死者行方不明者5500名余、負傷者41500名余、建築物の被害総数約40万棟という戦後最大の規模となっている^[1.3]。これを契機として、RC構造物の耐震設計法が大幅に改良されている^[1.4]。その後の2011年の東北地方太平洋沖地震と2016年の熊本地震の時、RC構造物の損傷が前回（兵庫県南部地震）より抑えられ、RC構造の新耐震設計法が役に立ったと多くの人達に賛成されたが、同時にRC構造物の耐震設計法も改良が必要がないという誤解も広がっている。

一方台湾でも大きな地震が発生している。1999年9月21日、中国台湾のほぼ中央位置南投県集集鎮付近を震源としてモーメントマグニチュード(Mw)7.6の大地震が発生した。2つのプレートの境界面は、台湾を東に行くほど深くなっているが、台湾東部の台東地溝が2つのプレートの境界であり、この活動が活発になっている。台湾西部のプレート境界面にかかる圧縮力と、これを解消しようとする断層が地表にまで伸びていることから、地震が繰り返し発生している。1999年の台湾集集地震は、この地表にまで伸びたチェルンプ断層で起きており、2つのプレートの境界で起きたプレート境界型地震であるが、内陸地殻内地震の性質も多少帯びており、純粋な分類が難しく、地下部分でプレート境界型地震、地表付近では内陸地殻内地震の性質が強い。

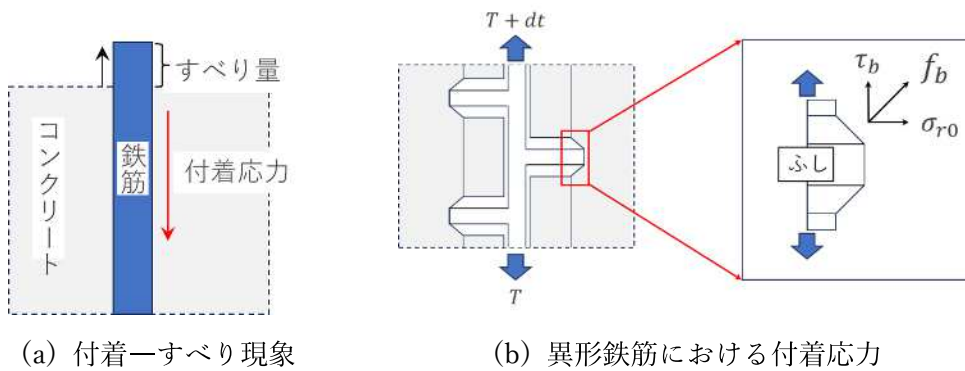
近年では、断層変位による地震改めて人々に重視されてきている。まだ2008年5月12日にモーメントマグニチュード(Mw)7.9の特大内陸直下型(プレート内)地震が中国内陸四川省汶川市を震源として発生した、地震のエネルギーに換算すると、阪神大震災の約三十倍に相当し、**図-1.1**に示すように、橋梁構造物も莫大な被害を受けていた。台湾集集地震と中国汶川地震のような特大内陸地震が日本で発生する可能性は当然ありうるが、日本で兵庫県南部地震の経験により改良されたRC構造物の耐震設計法は十分とは言い難く、それについての検討が必要である。



(a) 落橋部の橋脚損傷状況 (P5 橋脚)

(b) 橋脚と横梁接合部の分離 (P5 橋脚)

図-1.1 2008年中国汶川地震による百花大橋の被害^[1.5]



(a) 付着—すべり現象

(b) 異形鉄筋における付着応力

図-1.2 付着—すべりと付着応力

f_b : ふしの機械抵抗による支圧応力.

τ_b : 付着せん断応力.

σ_{r0} : 付着割裂応力 (放射状圧縮応力).

また、近年から高強度異形鉄筋やコンクリートの使用に伴い、材料強度がRC構造物の耐震性能に与える影響が限界になる一方、複合材料である鉄筋コンクリートにおいて、図-1.2 (a) に示すような、鉄筋とコンクリート間の付着—すべり現象が徐々に注目されてきている。両者間の付着強度は、RC構造の変形耐荷性能に影響を与える重要な要因の一つと考えられてきた。また、異形鉄筋の付着のメカニズムは丸鋼のそれとは全く異なり^{[1.6][1.7]}、同図 (b) に示すようなふし側面からコンクリートを押す支圧応力 f_b が付着抵抗の大半を担っていて、この支圧応力 f_b が鉄筋の軸方向の付着せん断応力 τ_b と鉄筋の直交方向の付着割裂応力 σ_{r0} に分かっている。

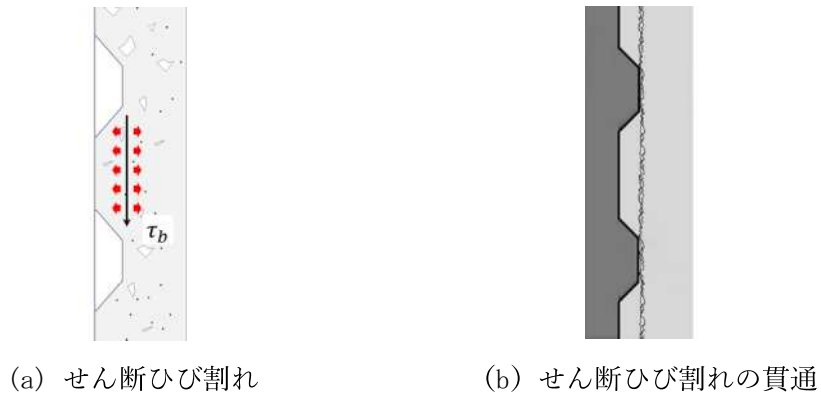


図-1.3 付着抜け出し破壊モード (Pull-Out)

鉄筋の軸方向に沿った付着せん断応力 τ_b が、付着せん断臨界強度 τ_{cv} に達すると、図-1.3 (a) のように、ふしの外周を包む面でコンクリートがせん断されて、同図 (b) のような、せん断ひび割れが鉄筋の軸方向に貫通した場合、鉄筋とコンクリート間に付着抜け出し破壊が発生した。その際のひび割れ状況は付着割裂破壊とは異なるが、履歴特性は付着割裂破壊とほとんど同様な傾向を示し、ループ面積の小さい逆 S 形となる。このような破壊モードは、横拘束効果が大きく、太径主筋が用いられた場合に生じやすい。

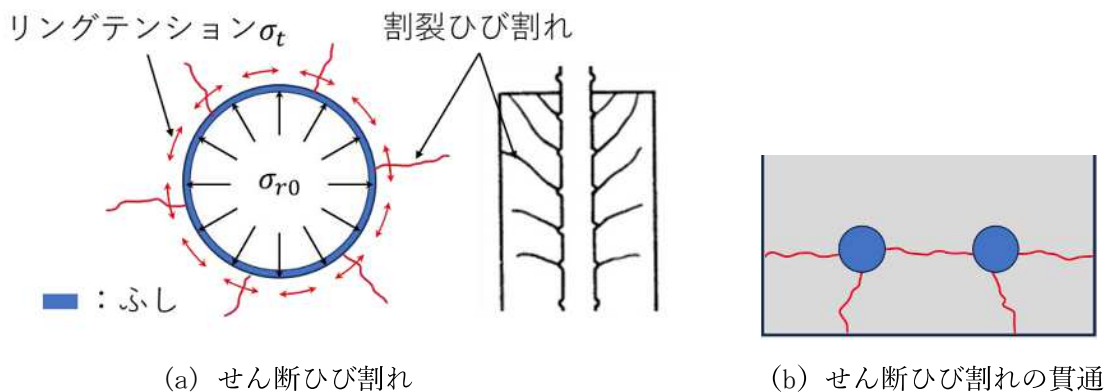


図-1.4 付着抜け出し破壊モード (Pull-Out)

一方、図-1.2 (b) に示された鉄筋の直交方向に生じた圧縮応力 σ_{r0} により、図-1.4 (a) のような、圧縮応力 σ_{r0} の作用による、鉄筋周囲のコンクリートの応力状態は、中空に σ_{r0} と等価な内圧 P_t を受けたコンクリートの応力状態に置き換えて考えることができる。厚肉中空シリンダーの弾性解 (Disk Theory) によると、放射方向には圧縮応力が、円周方向には引張応力 (リングテンション) が作用する、RC 部材の場合、リングテンション σ_t がコンクリートの割裂強度 f_{sp} を超えれば、放射方向のひびわれ、すなわち割裂ひびわれが生じることである^[1.8]。最後、同図 (b) に示すように、横並びした鉄筋同士に生じた割裂ひび割れが連なり、コンクリート外縁までにたどり着くと、脆性的な付着割裂破壊が発生する。

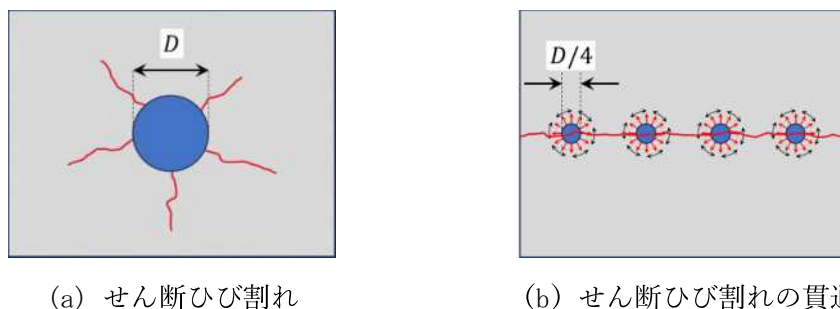


図-1.5 鉄筋径及び鉄筋配置の影響

また、鉄筋径と鉄筋配置にも付着—すべりメカニズム及び付着破壊モードに影響を与えている。図-1.5 に示すように、同鉄筋断面積の場合、太径鉄筋同士の間隔が大きいため、放射状の割裂ひび割れがコンクリート最外縁や隣の鉄筋までにたどり着かず、付着せん断応力が先に付着せん断臨界強度になり、鉄筋に付着抜け出し破壊が先行になった。

それに対して、同図 (b) に示すように、細径鉄筋を有する場合は、単位断面積における鉄筋とコンクリートの接触面積が大きくなったが、鉄筋同士の間隔が狭くなり、鉄筋同士の周りに生じた放射状割裂ひび割れが全域につらなり、付着割裂破壊が発生しやすくなる。

また、付着割裂破壊は脆性破壊の一種であり、一旦割裂ひび割れが連なったら付着強度が急激に劣化し、構造物の耐力とエネルギー吸収能力が共に低下して、荷重変位履歴が逆 S 形の履歴特性を持ち、履歴ループ面積の減少も顕著である。

一方、付着—すべり破壊により軸方向鉄筋の抜け出し現象が実の RC 橋脚の変形性能に与える影響に関する研究が古くから行われてきた。

1979 年に、太田^[1.9]は 400mm×800mm の壁式鉄筋コンクリートの縮小橋脚模型の繰り返し載荷実験により、橋脚躯体の水平変位に及ぼすフーチングからの軸方向鉄筋の抜け出しの影響は無視できないと指摘した。

続いて、1986 年に、尾坂ら^[1.10]は帯鉄筋量が多い、400mm×400mm の矩形断面を有する RC 柱の繰り返し載荷実験により、フーチングからの軸方向主鉄筋の抜け出しにより躯体の回転が生じる水平変位が総変位に占める割合が RC 柱の塑性率と共に向上すると明らかにした。

幸左ら^[1.11]は大型と小型 RC 柱の正負交番載荷実験を実施した結果、両者の変位じん性率はほぼ同じであったが、大型柱の柱筋の抜け出し量は多段配筋の影響により小型試験体の約 3 倍の値となり、実橋レベルでも柱筋抜け出しの影響が比較的大きいことを指摘した。

石橋ら^{[1.12][1.13]}は、D13～D25 の軸方向鉄筋を有する、400mm×400mm 矩形断面の RC 柱を用いて繰り返し載荷実験を実施した結果、RC 柱の塑性率の向上につれて終局変位に占める鉄筋抜出しの影響が小さくなることを指摘した。

2001 年に、星隈ら^[1.14]は当時世界で最大規模の正負交番載荷実験を行うとともに、スケールダウンさせた縮小模型に対しても同様な実験を行った結果、フーチングからの抜け出し変位は、縮小模型の方が相対的にやや大きくなる傾向があることを指摘した。

近年、幸左ら^[1.15]多段配筋された、円型断面を有する実大橋脚を用いて、繰り返し載荷実験 (E-Defense) により、鉄筋の抜け出しによる基部での回転変形が大きいことを指摘した。

多くの研究者が鉄筋コンクリート (RC) 柱における鉄筋の引き抜きによる回転変形の影響を無

視できないと指摘しているにもかかわらず、その影響が小さいと考える人が依然として多数を占めている。この意見の相違は、RC 柱橋脚の設計と評価において重要な問題である。

また、日本国内外でよく使用されている 400mm×400mm の矩形断面を持つ RC 橋脚の縮小模型では、D13 や D16、或いはもっと太い鉄筋が一般的に採用されており、しかし、日本コンクリート標準書や道路橋示方書により、2000mm×2000mm の実物大橋脚を対象として、二段式配筋の場合は D35、一段式配筋の場合は D51 の軸方向鉄筋が一般的である。主筋径の相似率から考慮すると、現行の繰り返し載荷実験で使用される RC 橋脚の縮小模型では、実際の橋脚よりも太い鉄筋が使用される可能性がある。

したがって、太径鉄筋を持つ RC 橋脚の縮小模型による繰り返し載荷実験に基づいて、現存する RC 橋脚の抜け出し現象の影響が小さく、耐震性が十分であると広く認識されているが、実際の橋脚は細径鉄筋を有する縮小模型に相当し、また、一定の軸方向鉄筋比を保つために鉄筋の本数も増やし、細径鉄筋を密に配列された状況になった。

このような状況において、付着—すべりの影響、特に多本の主筋が密に並べられている場合は割裂破壊が発生しやすく、割裂破壊の付着強度が低いことを適切に考慮する必要がある。現存する橋脚の耐震性能を正確に評価するためには、より細い鉄筋を持つ RC 橋脚の縮小模型を用いた変形耐荷性能の再考察が求められる。これにより、実際の構造物の耐震性能に関するより詳細かつ正確な理解を得ることを目指す。

1.2 既往研究

近代的な鉄筋コンクリートが登場して以来、付着—すべり現象に関する実験的研究が数多く行われてきた。

1909年、Arnovljevićら^[1.16]が溶接またはリベット接合された鉄板について、接合界面のせん断すべりを支配する2階の微分方程式の導出を行った。その後、1933年に、福田ら^[1.17]はArnovljevićの微分方程式をRC構造物の付着問題に応用し、線形仮定に基づく試計算を行った。

一方、1950年代後半から有限要素理論に基づく解析法が使われるようになり、付着性能に関する問題にも応用されるようになった。1961年、Rehmは最初に実証的に $\tau-s$ 関係を定量化し^[1.18]、有限要素解析法における応力解析の可能性を示した。線形仮定だが、 $\tau-s$ 関係を平方根式でモデル化、すべりに対して微分方程式を表わした。

1967年に、D.Ngoら^[1.19]の研究から鉄筋コンクリート分野の有限要素解析が始まり、リンケージ要素による付着現象をモデル化した研究が始まった。同年、六車らは非線形仮定に基づく計算し、付着モデルの精度が大きく向上した。

Nilsonら^[1.20]は既往の両引き付着試験の結果より非線形の $\tau-s$ 関係をバネ要素でモデル化し、1972年に、RC構造物の交番載荷実験に基づく、初めて付着応力-すべりの非線形関係式（Nilson式）を提案した^[1.21]。その後、研究者が、様々な実験に得られた付着—すべりモデルを提案し、その中の一部を表-1.1に示す。有限要素解析に基づいて実験をシミュレートするが、実際の橋梁構造物への適用性についてまだ不明な点が数多くある。

表-1.1 近代以来鉄筋の付着特性に関する研究成果

年代	研究者と研究成果
1972	六車・森田ら ^[1.22] は、線形バネとしてモデル化する場合において、鉄筋の各種パラメータに基づく剛性算定式を提案している。
1975	森田ら ^[1.23] は初めて繰り返し荷重下における $\tau-s$ 履歴モデル(森田式)を提案した。
1979	Tepfers.R 初めて鉄筋とコンクリート間の付着強度の計算式を提案した ^[1.24] 。
1981	Tassios & Yannopoulos ^[1.25] が森田らの研究に影響され、定着長さの影響を考慮した上に、繰り返し載荷における局所の付着力-すべりの計算式提案した。
1982	Hawkins が繰り返し載荷を受ける RC 構造物を着目し、定着長さ と付着強度の関係 (Hawkins 式) を提案した ^[1.26] 。
1983	岡村ら ^[1.27] は、局所 $\tau-s$ 関係の把握するため、定着長、コンクリート強度をパラメータとした片引きの繰り返し試験により、鉄筋と界面層のコンクリートを構成要素とした解析モデルを提案した。

1983	Eligehausen ^[1.28] が数多くの実験に基づく、繰り返し引き抜き試験にも適用できる、付着強度下降域ありの付着-すべりモデルを提案し、今までまだ汎用されている。
1984	T.P.Tassios が実験の結果と有限要素解析結果を組み合わせ、定着長さの影響を考慮した上に、局部の付着力-すべりの計算式を提案した ^[1.29] 。
1987	島ら ^{[1.30][1.31]} がマッシブなコンクリート中に、定着十分長い、付着割裂破壊しない繰り返し引抜き試験を用いて、付着応力-すべり-鉄筋ひずみの関係を定式化した、この新しいモデルは、鉄筋径とコンクリート強度の影響を含み、鉄筋が降伏後にも適用できる。
1989	長友ら ^{[1.32][1.33]} は異形鉄筋の引抜き試験を行い、横方向圧縮応力により付着強度の増減を考察し、それらを考慮に入れた付着強度算定式の提案を試み、その適用性について検証した。
1990	ヨーロッパ国際コンクリート委員会 (CEB)と国際プレストレストコンクリート連合 (FIP)が Eligehausen のモデルに基づく、CEB-FIP 1990 モデルを提案した ^[1.34] 。
2004	かぶり厚さが比較的薄い場合、CEB モデルと島らのモデルはそのまま適用できなく、付着強度が過大評価されたと指摘した ^{[1.35][1.36][1.37]} 。
2010	CEB-FIP Model Code (2010) は既往の 1990 Code を改良して、従来の $\tau-s$ モデルに鉄筋の引き抜け状態とコンクリートの割裂状態にパラメータが設定されており、また、鉄筋の塑性化と横拘束効果も関数式で付着強度に与える影響をモデル化し、より応用化されていた ^[1.38] 。

1.3 本論文の構成

本論文の構成を図-1.6に示す。2章では、一般的なRC橋脚縮小模型と、同一鉄筋比ではあるものの細径の軸方向鉄筋で配筋した橋脚縮小模型を用いて繰り返し載荷実験を行い、柱の破壊メカニズムや鉄筋の損傷履歴の違いを考察した。続いて、3章では、地震時RC構造物の変形耐荷性能の高度予測を図るために、鉄筋とコンクリート間の接合特性のモデル化手法を提案した。また、これに基づく有限要素解析による載荷実験の再現を行い、提案した接合特性の妥当性について検証を行った。4章では、細径鉄筋を有する密配筋したRC橋脚の耐震補強効果を検証するために、二種類のPCM巻き立て補強を行った載荷試験を実施し、補強効果について検討した。また5章では、補強された供試体を有限要素解析による実験結果の再現解析を行い、無補強供試体の付着破壊現象を抑制できたことを検証した。これらの成果を6章にて結論としてとりまとめる。

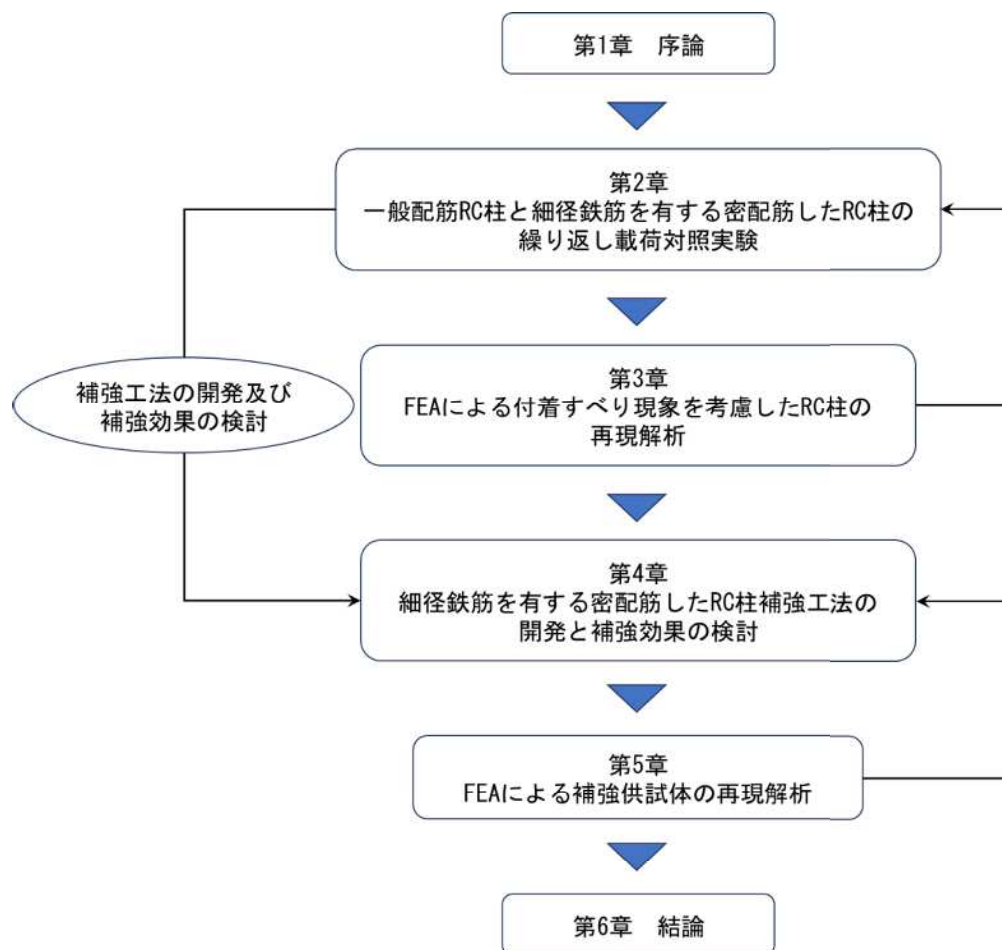


図-1.6 本論文の構成

参考文献

- [1.1] Ministry of Transport Highway Science Research Institute: Design specification for highway reinforced concrete and prestressed concrete culvert, China Planning Press, 2018.
- [1.2] Association for Materials Protection and Performance: Highways and Bridges, Retrieved from <https://www.ampp.org/technical-research/what-is-corrosion/corrosion-reference-library/highways-bridges>.
- [1.3] 西川 孝夫: 兵庫県南部地震における建物被害と今後の課題, 総合都市研, No. 57, pp.73-85, 1995.
- [1.4] 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 1997.
- [1.5] 高橋 良和, 川島 一彦, 葛 漢彬, 呉 智深, 張 建東: 2008 年中国四川地震による橋梁の被害, 第3回近年の国内外で発生した大地震の記録と課題に関するシンポジウム, pp.57-62, 2010.
- [1.6] 長友 克寛, 角 徹三: 横ふし 1 個のみをもつ異形鉄筋の付着特性に関する研究, 土木学会論文集, No.372/V-5, pp. 177-186, 1986.8, doi:10.2208/jscej.1986.372_177
- [1.7] 長友 克寛, 角 徹三: 横方向応力を受ける異形鉄筋の付着特性に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.402/V-10, pp.97-104, 1989.2, doi:10.2208/jscej.1989.402_97
- [1.8] 角 徹三, 山田 守: 付着割裂作用を受けるコンクリートの応力解析, 土木学会論文集, No.396/V-9, pp.159-168, 1988.8.
- [1.9] 大田 実: 繰返し荷重下における鉄筋コンクリート橋脚の挙動に関する実験的研究, 土木学会論文報告集, No. 292/V-292, pp.65-74, 1979.12.
- [1.10] 尾坂 芳夫, 柳田 力, 太田 実, 小寺 重郎: 鉄筋コンクリート橋脚の弾塑性応答解析と設計への応用, 土木学会論文報告集, No. 297/V-297, pp.71-85, 1980.5.
- [1.11] 幸左 賢二, 小林 和夫, 村山 八洲雄, 吉澤 義男: 大型 RC 橋脚模型試験体による塑性変形挙動に関する実験的研究, 土木学会論文集, No. 538/V-31, pp.47-56, 1996.5.
- [1.12] 石橋 忠良, 吉野 伸一: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究, 土木学会論文集, No. 390/V-8, pp.57-66, 1988.2.
- [1.13] 石橋 忠良, 小林 薫, 海原 卓也: 大変形領域の交番荷重を受ける RC 橋脚のフーチングからの鉄筋拔出し量算定法に関する研究, 土木学会論文集, No. 648/V-47, pp.43-54, 2000.5.
- [1.14] 星隈 順一, 運上 茂樹, 長屋 和宏: 鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす断面寸法の影響に関する研究, 土木学会論文集, No. 669/V-50, pp.215-232, 2001.2.
- [1.15] Gao., H., Kosa., K., Sasaki., T.: Effect of pullout of longitudinal bar from footing in Full-scaled RC columns under E-Defense Excitation, Journal of Structural Engineering, No. 62/V-62A, pp.303-313, 2016.3.
- [1.16] Arnovljević., I.: Das Verteilungsgesetz der Haftspannung bei axial beanspruchten Verbundstaben, Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen, No. 2/V-1909, pp.413-418, 1909.
- [1.17] 福田 武雄: 軸方向力を受ける鉄筋コンクリート部材における応力の分布に関する 2, 3 の理論的問題について, 土木学会誌, No. 3/V-19, pp.201-212, 1933.
- [1.18] Rehm., G.: Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, No. 138/V-1961, 1961.
- [1.19] Ngo., D., & Scordelis., A. C.: Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams, ACI Journal,

- No. 3/V-64, pp.152-163, 1967, doi: 10.14359/7551
- [1.20] Nilson., A. H.: Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete by the Finite Element Method, ACI Journal, No. 65/V-1968, pp.757-766, 1968.9.
- [1.21] Nilson., A. H.: Internal measurement of bond slip, ACI, 1972.
- [1.22] 六車 熙, 森田 司郎, 富田 幸次郎: 曲げひび割れを生じた鉄筋コンクリートはり材の応力状態と変形に関する研究, AIJ 論文報告集, No. 200/V-1972, pp.27-34, 1972.10.
- [1.23] 森田 司郎, 角 徹三: 繰返し荷重下における鉄筋とコンクリート間の付着特性に関する研究, AIJ 論文報告集, No. 229/V-1975, pp.15-24, 1975.3.
- [1.24] Tepfers., R.: Cracking of Concrete Cover along Anchored Deformed Reinforcing Bars, Magazine of Concrete Research, pp.3-12, 1979.
- [1.25] Tassios., T. P.; Yannopoulos., P. J.: Analytical Studies on Reinforced Concrete Members Under Cyclic Loading Based on Bond Stress-Slip Relationships, ACI Journal, No. 5-6/V-1981, pp.206-216, 1981.
- [1.26] Hawkins., M. N.; Lin., J. I.; Jeang., L. F.: Local bond strength of concrete for cyclic reversed loadings, Bond in concrete, pp.151-161, 1982.
- [1.27] 周 礼良, 二羽 淳一郎, 岡村 甫: マッシュなコンクリート中の異形鉄筋の付着モデル, 第2回 RC 構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集, JCI, pp.45-52, 1983.
- [1.28] Eligehausen., R.; Popov., P. E.; Bertero., V. V.: Local Bond Stress-Slip Relationships of Deformed Bars, University of California, 1983.
- [1.29] Tassios., T. P.; Korneios., E. G.: Local bond-slip by means of the moiré method, ACI Struct, pp.27-34, 1984.
- [1.30] 島 弘, 周 礼良, 岡村 甫: マッシュなコンクリートに埋め込まれた異形鉄筋の付着応力-すべり-ひずみ関係, 土木学会論文集, No. 378/V-6, pp.165-174, 1987.2.
- [1.31] Shima., H.; Chou., L. L.; Okamura., H.: Micro and Macro Models for Bond in Reinforced Concrete, Journal of the Faculty of Engineering, The University of Tokyo (B), No. 2/V-39, pp.133-194, 1987.
- [1.32] 長友 克寛, 角 徹三: 横方向応力を受ける異形鉄筋の付着特性に関する実験的研究, 土木学会論文集, No. 402/V-10, pp.97-104, 1989.2.
- [1.33] 長友 克寛, 角 徹三, 松原 三郎: 横方向応力作用下における異形鉄筋の付着強度に関する研究, 土木学会論文集, No. 451/V-17, pp.225-234, 1992.8.
- [1.34] CEB-FIP. CEB-FIP Model Code 1990. Comité Euro-International du Béton, 1993.
- [1.35] 松本 隆明, 檜貝 勇, 斉藤 成彦: かぶり厚が異形鉄筋の付着性状に及ぼす影響に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, No. 2/V-26, pp.823-828, 2004.
- [1.36] 飯塚 敬一, 檜貝 勇, 斉藤 成彦, 高橋 良輔: かぶり厚が小さい異形鉄筋の付着性状に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, No. 3/V-30, pp.655-660, 2008.
- [1.37] 飯塚 敬一, 檜貝 勇, 斉藤 成彦, 高橋 良輔: かぶり厚の影響を考慮した異形鉄筋の付着応力-すべり-ひずみ関係, 土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造), No. 2/V-67, pp.280-296, 2011, DOI: 10.2208/jscejmcs.67.280.
- [1.38] fib.: fib Model Code for Concrete Structures 2010, 1st ed., fédération internationale du béton/International Federation for Structural Concrete, 2013.

第2章 細径鉄筋を有する RC 柱の載荷実験に基づく変形性能の評価

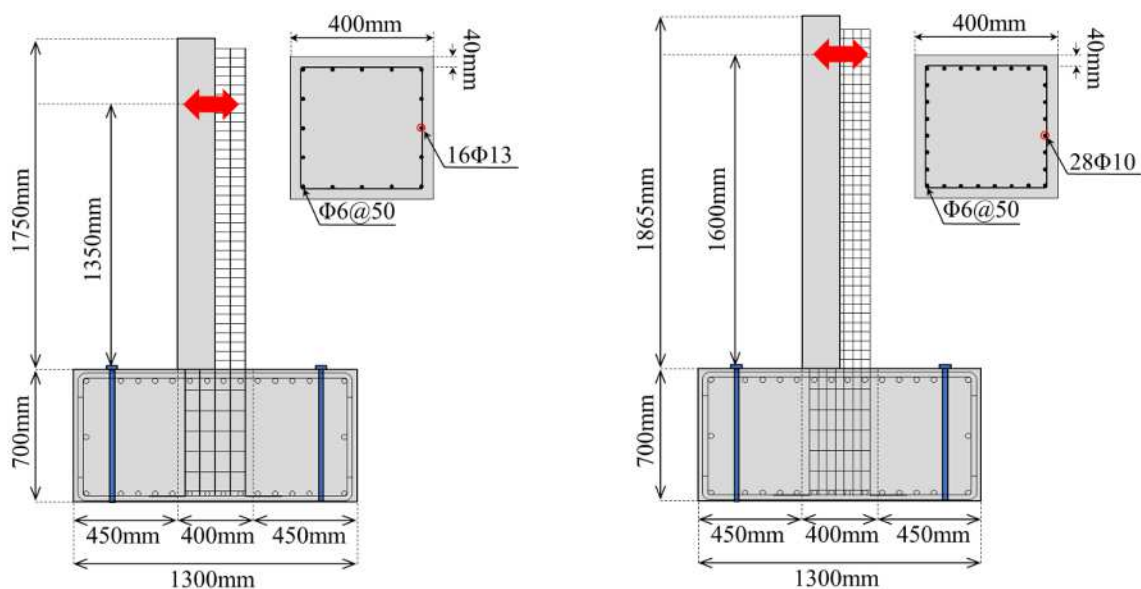
2.1. 載荷実験の目的と試験体の概要

単柱式の RC 橋脚の耐震挙動を考察するために、縮小 RC 柱模型を用いた繰り返し載荷実験が数多く行われている [2.1][2.2][2.3][2.4]。この際、柱の断面寸法や鉄筋の配筋などの構造寸法は、各国の設計基準に基づくため異なるが [2.5][2.6][2.7][2.8]、400mm×400mm の矩形断面が一般的である。

早川・渡邊らは 400mm×400mm の断面で、D13 の軸方向鉄筋を有する正方形の RC 柱で、400mm×400mm の断面と D13 補強材を持つ正方形の RC 柱で、5 つの異なる載荷方式（単方向荷重、対角荷重、長方形荷重、円形荷重、楕円荷重）での RC 柱の曲げ耐荷性能と変形性能を明らかにした [2.9]。

本章では、実橋脚の相似率を考慮した上、早川・渡邊らと同じ寸法で、より細径鉄筋を密配筋した RC 柱を設計し、正負交番による曲げ載荷試験により、異なる配筋状況が RC 橋脚の変形耐荷性能に与える影響を考察した。両供試体の構造寸法および柱断面の配筋状況を図-2.1 示す通り、断面のサイズが 400 mm @ 400 mm の正方形断面を有する躯体部、高さ 700 mm、幅 1300 mm、奥行き 1100 mm のフーチングである。

また、載荷実験用の載荷装置が異なるため、参照用標準供試体 Case-1 の全高は 2450mm、有効高さ $h_{ef,1}$ は 1350mm となる、Case-2 供試体の全高は 2565mm で、有効高さ $h_{ef,2}$ は 1600mm となる。また、かぶりコンクリート厚さが両供試体同一で 40mm である。



(a) 基準供試体 Case-1

(b) 細径主筋の密配筋供試体 Case-2

図-2.1 載荷実験供試体

$$I_{rc} = I_c + \left(\frac{E_s}{E_c} - 1 \right) \sum_{i=1}^n (I_{si} + A_i y_i^2) \quad (\text{式-2.1})$$

Case-1 供試体では、軸方向鉄筋としては D13 (SD295A) を 16 本配置し、帯鉄筋としては D6 (SD295A) を柱基部から高さ 1100mm までは 50mm 間隔 (これより上部では 100mm 間隔) に設置した。Case-2 供試体はより細い D10 (SD295A) の異形鉄筋を用いて、より密で 28 本を配置した。帯鉄筋は Case-1 と同様に 50mm 間隔で鉛直方向に 42 本をそれぞれ配置し、フーチング内部には SD345, D25 の異形鉄筋を配置し、載荷時には外径 26 mm の PC 鋼棒で柱供試体を固定している。両供試体の軸方向鉄筋比 ρ_a はそれぞれ 1.27% (Case-1) と 1.25% (Case-2) であり、帯鉄筋体積比 ρ_w は同じに 0.79% である。また、(式-2.1)により鉄筋を考慮した RC 柱部材の断面二次モーメントを算出し、Case-1 は $3.11 \times 10^9 \text{ mm}^4$ 、Case-2 は $3.13 \times 10^9 \text{ mm}^4$ であり、概ね同レベルである。

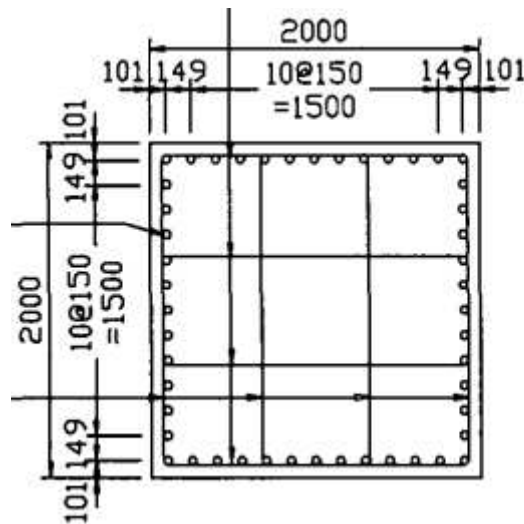


図-2.2 想定した実大 RC 橋脚 (道路橋示方書) [2.8]

表-2.1 は各実験供試体の材料パラメータを示す、実験に使用したコンクリートは、最大粒径 20mm の骨材を含む標準のポルトランドセメントである。図-2.2 に示すように、D51 鉄筋を用いた、2m*2m の正方形断面を有する実橋脚を対象とする場合、道路橋示方書による最大骨材粒径は 98mm 以下にする必要がある。相似率を考えると、本研究で用いた 400mm*400mm の断面までに 1/5 縮小する時、最大骨材粒径も 1/5 に縮小し 19.6mm になるため、本研究で用いた最大粒径 20 mm の骨材はギリギリ満足している。また、道路橋示方書[2.8]に従い、主筋と横拘束筋の弾性係数は 210 GPa に、コンクリートの弾性係数は 28.0 GPa である。

隣り合う鉄筋の表面から表面までの最小距離は最小鉄筋間隔と呼ぶ、基本が、「鉄筋経数の 1.5 倍」「粗骨材最大寸法の 1.25 倍」「25mm」のうち最も大きい値になる。本研究では、両試験供試体の軸方向鉄筋間隔はそれぞれ 60.75mm (Case-1) と 32.57mm (Case-2)、最小鉄筋間隔より大きくなるように設計した。

表-2.1 繰り返し荷重実験供試体概要

		Strength Parameters (MPa)				
		f_c	f_y'	f_u'	f_{hy}'	f_{hu}'
Case-1		30.1	357	486	321	492
						D_{tr}
						D13 (12.7mm)
Case-2		27.6	351	483	332	500
						D10 (9.53mm)

f_c : コンクリート平均圧縮強度 (三回平均)

f_y' , f_{hy}' : 軸方向鉄筋の平均降伏強度と平均引張強度

f_u' , f_{hu}' : 帯鉄筋の平均降伏強度と平均引張強度

D_{tr} : 軸方向鉄筋の直径

2.2. 荷重装置とデータ計測

本研究では、前述の RC 柱供試体を図-2.3 に示す荷重試験装置を用いて正負交番荷重試験を実施した。荷重試験中は、鉛直および水平方向のジャッキに内蔵されたロードセル（MISUO, DWG.NO.HC-15391, Japan）および LVDT（接触式変位計）により、荷重荷重および荷重変位をそれぞれ計測した。また、上部構造の重量によって橋脚基部に作用する圧縮応力を 1MPa 程度と見込み、これに相当する 160kN の軸力を橋脚頂部に油圧ジャッキ (KYOWA, LUR-B-1MNSA1, Japan) により作用させた。

実験では、荷重制御による荷重を行うと供試体を意図しない形で損傷させてしまう危険性があることから、変位漸増荷重による正負交番荷重を行った。正負交番荷重実験で与えた水平方向変位を図-2.4 に示すが、両供試体の有効高さの 0.5% に相当する変位（以後、“0.5% Drift” と記述）は、Case-1 は 6.75mm で、Case-2 は 8mm であり、これが設計上の降伏変位に概ね等しいことから、これを基準変位とし、その整数倍の変位を手動で繰り返し与えた。同一振幅の変位を繰り返し作用させると、低サイクル疲労により軸方向鉄筋や柱基部のコンクリートが早期に劣化することが知られている。既往の研究では、繰り返し作用する地震力を想定して、同一変位振幅の変位を正負 3 回ずつ与えるのが標準となっているために、繰り返し回数は 3 回とした。なお、供試体が荷重装置に十分なじむように、荷重試験前に 0.25% Drift で正負に 1 度ずつ荷重を行った。因みに、荷重方向は N 方向が正方向で、S 方向が負方向となる。

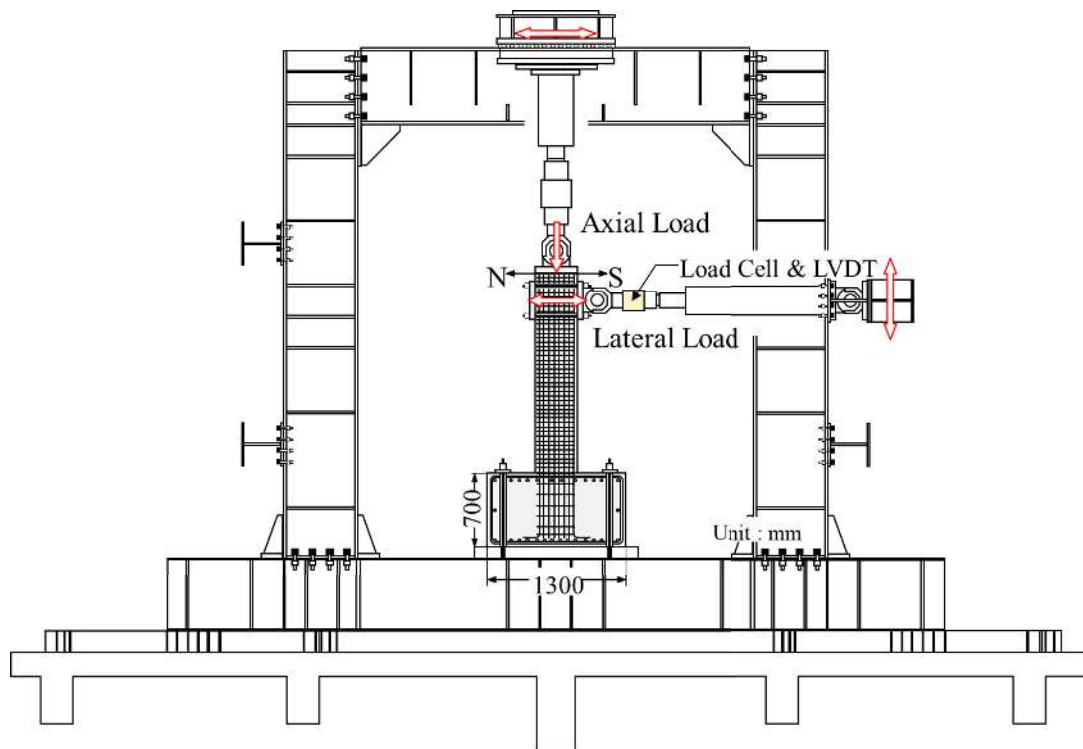


図-2.3 荷重試験装置

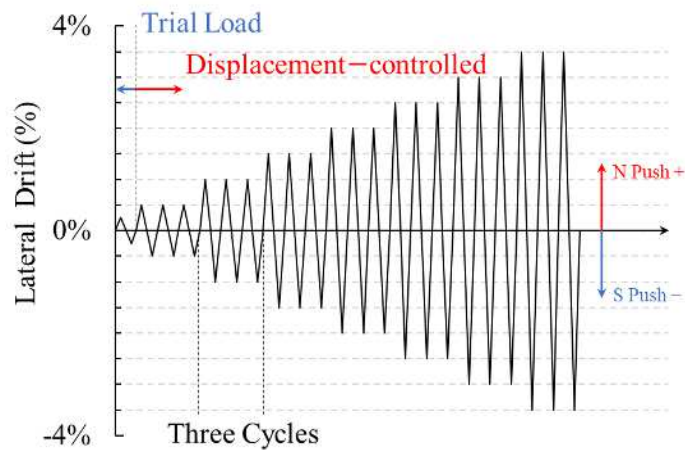


図-2.4 交番繰り返し荷重履歴

実験供試体には、図-2.5 に示すように、荷重方向 N 面と S 面の中央二本の軸方向鉄筋に柱基部から 800 mm の高さまでひずみゲージを添付して、各荷重ステップにおける軸方向鉄筋のひずみを計測している。

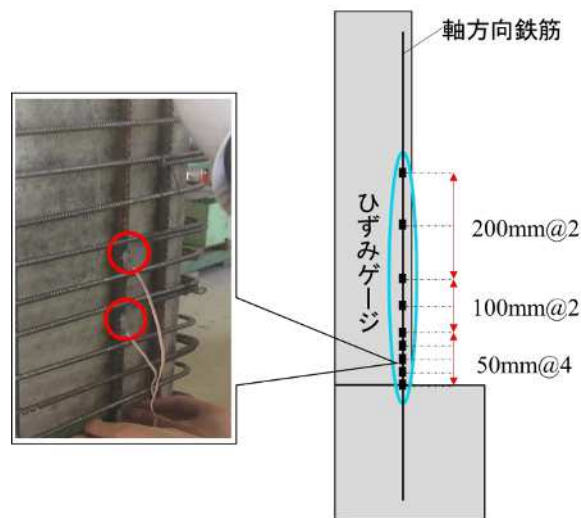


図-2.5 ひずみゲージの付設位置

また、橋脚の塑性ヒンジ区間における回転角 θ や曲率を求めるために、Case-1 供試体荷重方向には柱基部から 125mm 位置に橋脚断面を貫通させた鋼棒を設置して、この両端の上下方向の変位を計測した、Case-2 供試体も同じく、図-2.6 に示すように、柱基部から 200mm 位置に接触型の変位計を設置して鉛直方向の変位を計測した。



図-2.6 Case-2 供試体回転変形計測用変位計

2.3. RC 橋脚柱模型の曲げ変形

図-2.7 には、Case-1 の実験供試体の載荷試験で得られた水平力-変位関係の履歴を示す^[2.9]。なお、同図には、後述する Case-2 の結果も合わせて示す。標準供試体 Case-1 では載荷変位振幅の増大とともに橋脚基部で水平曲げひび割れが次第に成長する。ドリフト 1%（水平変位 13mm）以降水平耐力は安定し、ドリフト 3%（水平変位 40.5mm）で耐力は最大 119.8kN となり、かぶりコンクリートも圧縮破壊し、剥落し始めた。その後、Case-1 の耐荷性能がドリフト 3.5%まではほぼ安定したが、ドリフト 3.5%（水平変位 47.3mm）から、剥落がほかの面に達した。ドリフト 4%（水平変位 54.0mm）になるとかぶりコンクリートが大きく剥落すると同時に、コアコンクリートにも著しい損傷が生じ、軸方向鉄筋や帯鉄筋が露出ようになる同時、耐力も低下し始め、3回目の載荷では上述した最大耐力の 78%までに低下する。その後、ドリフト 4.5%、5%では最大耐力のそれぞれ 63%、48%にまで耐力が低下したため、載荷を停止した。

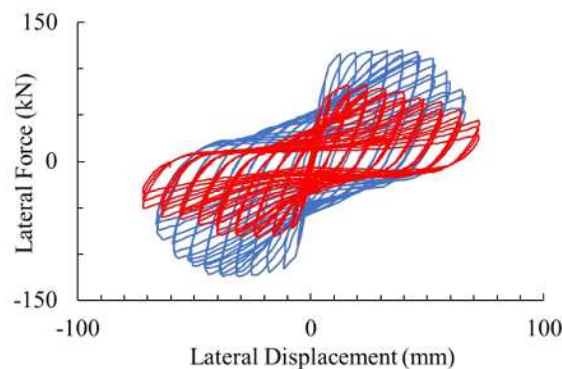


図-2.7 水平力-変位履歴（Case-1：青，Case-2：赤）

図-2.8 には供試体 Case-2 の水平力—変位の詳細履歴を示す。Case-2 の最大水平耐力は 82.2 kN である。荷重点高さが 1.2 倍程度異なるため、水平耐力が 0.84 程度に低減することは想定していたが、図-2.7 に示した通り、Case-1 に比べて 0.69 倍程度となり、最大水平耐力の低下が顕著であった。

ドリフト 0.25% (水平変位 4mm) 程荷重した段階で既に柱基部にひび割れが発生した (ひび割れ耐力 $Q_c = 35$ kN)。また、ドリフト 0.5% (水平変位約 8.1 mm) で軸方向鉄筋が降伏 (降伏耐力 $Q_y = 69.7$ kN) し、ドリフト +1.5% (水平変位 +23.88 mm) およびドリフト -1.5% 時 (水平変位 -22.65 mm) に、水平耐力はそれぞれ、最大 82.2 kN および最小 -81.4 kN に達した。この間、柱基部境界面では荷重が進むにつれて、ひび割れが大きく開くようになった。

同図 (b) には、荷重変位関係の履歴に 1 サイクル目と 3 サイクル目の包絡線を示した。ドリフト 2.0% までは水平耐力が概ね一定値を示しており、RC 柱基部に生じたひび割れ以外には顕著な損傷は見られなかった。しかし、ドリフト 2.0% 荷重以降では、水平変位の増加に伴って水平耐力が減少している。

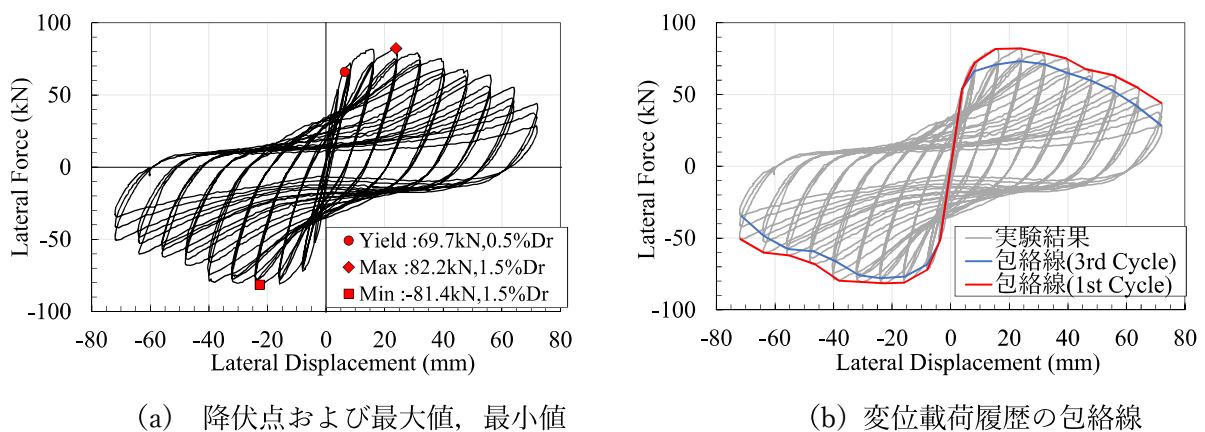
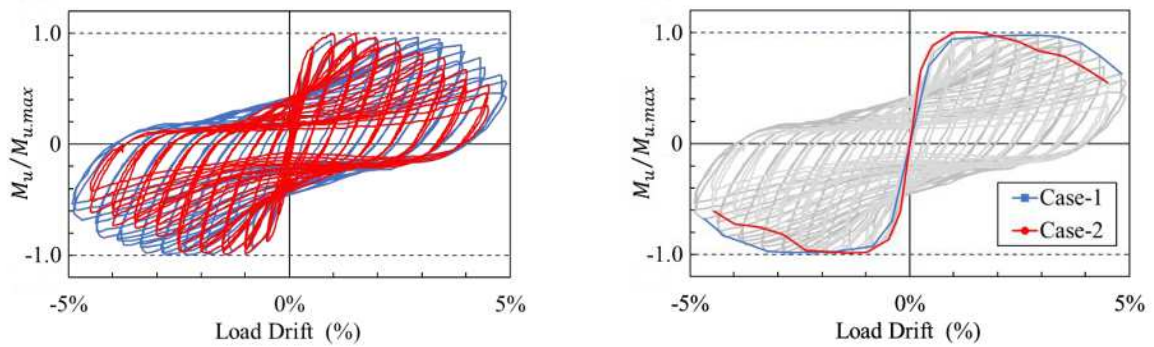


図-2.8 供試体 Case-2 の水平力—変位の詳細履歴

前述の通り Case-1 と Case-2 の両供試体で有効高さ h_{ef} が異なるために、各供試体に対して、柱基部位置の曲げモーメント ($M_u = P \cdot h_{ef}$) を計算し、更にそれぞれの最大曲げモーメント $M_{u,max}$ に規格化した M-Drift 履歴は図-2.9 に示す。同図 (b) は M-Drift 履歴の包絡線である。基準供試体 Case-1 では、ドリフト 1.0% から M_u が安定し、ドリフト 3.5% まで保つことができた。一方、細径鉄筋を密に配置した供試体 Case-2 では、ドリフト 1.5% に最大曲げモーメント $M_{u,max}$ になった後、耐荷性能が低下し始め、最終的 (4.5% ドリフト) には最大値の約 40% しか残らなかった。



(a) 規格化された M-Drift 履歴

(b) M-Drift 履歴包絡線

図-2.9 規格化された両供試体のヒステリシス曲線

また、両供試体のヒステリシス履歴は共に顕著なピンチング現象を示している。ピンチング現象とは柱が繰り返し荷重を受ける際に、コンクリートのひび割れや補強筋の降伏硬化など、複雑な材料非線形性により除荷再載荷時 RC 柱の剛性が減少する現象である。

ヒステリシス曲線のピンチング現象のレベルが、RC 構造物の耐震エネルギー吸収能力を評価する重要な評価基準であるため、ピンチング現象の定量化が極めて重要である。本研究では、両供試体の剛性劣化メカニズムを考察するために、図-2.10 には、各載荷段階における割線剛性 K_i ($K_i = M_{u,i}/u_i$) の降伏時剛性 K_e (軸方向鉄筋降伏時の RC 柱の剛性) に対する比率を示す。載荷変位が大きくなるにつれて、Case-1 および Case-2 の両ケースで指数関数的に剛性が劣化していく様子が確認されたが、剛性低下率は Case-2 の方が顕著であった。

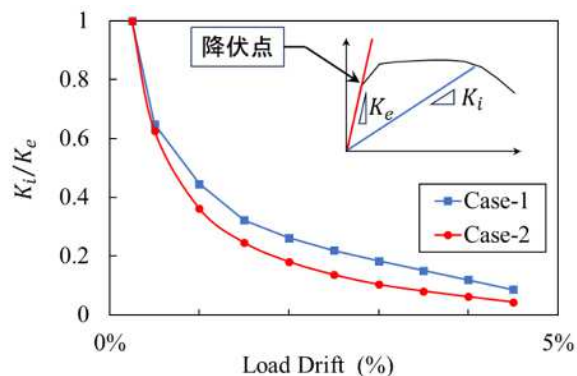


図-2.10 剛性劣化履歴

写真-2.1 には、(a) ドリフト 2.5 % および (b) ドリフト 3.0 % 載荷時の Case-2 供試体基部の損傷状況を示すが、ドリフト 2.5 % 載荷時にコンクリートの剥離が生じた。さらに載荷が進みドリフト 3.0 % 載荷時には、N 面・S 面の両側で圧縮載荷時に柱基部から 200 mm の高さまでかぶりコンクリートが剥落し、内部の軸方向鉄筋が見えるようになった。

軸方向鉄筋降伏後には N 面側の柱基部でひび割れが顕著となり、載荷変位が 8 mm になってもひび割れは開いたままであった。2.5 % Drift 載荷時には、そのひび割れ幅が 5 mm 程度となり、

軸方向鉄筋が隙間から確認出来るようになった。軸方向鉄筋に降伏ひずみ相当の変形が生じても、その開口変位は 100 mm 辺り 0.2 mm のへアクラック程度にしかならない。このため、軸方向鉄筋がフーチングの内部から抜け出していると推測される。また、柱基部でのひび割れが全周に広がったために、これ以降、RC 柱には柱基部における回転変形によるロッキング変形が生じるようになった。

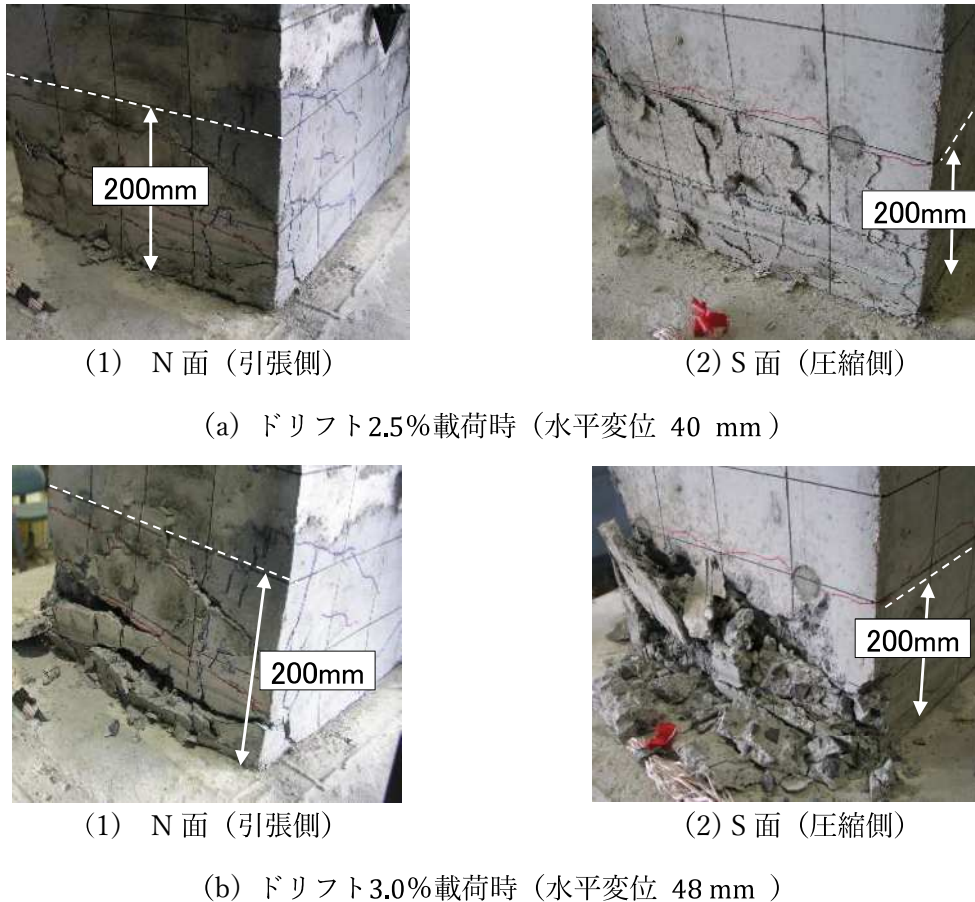
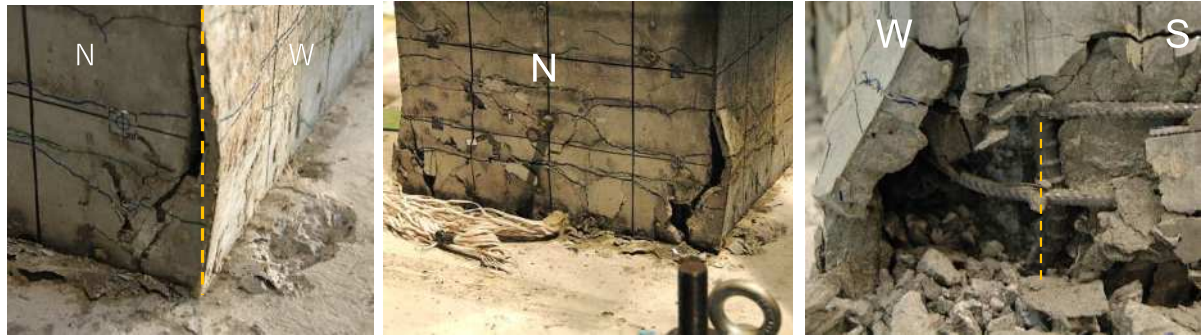


写真-2.1 Case-2 供試体各ドリフト載荷・載荷終了段階での RC 柱基部の損傷状況

写真-2.2 の (a)には、載荷中の圧縮側柱基部の損傷状況を示すが、2.0 % Drift 載荷中に、NW 隅部の柱基部コンクリートに縦ひび割れが入り、かぶりコンクリートがはらみだすようになった。また、2.5 % Drift 載荷中には、同図 の (b) に示すように、かぶりコンクリートがさらに大きくはらみだし、裂け目からは、軸方向鉄筋がはらみ出す様子も観察された。S 面側隅部については、前述の隅部の縦ひび割れ等が観察されなかったことなどから、軸方向鉄筋のはらみだしを見つけることができなかったが、4.0 % Drift 載荷時点で WS 隅部に軸方向鉄筋のはらみ出しを確認した。



(a) 2.0 % Drift (NW 隅部) (b) 2.5 % Drift (NW 隅部) (c) 4.0 % Drift (WS 隅部)

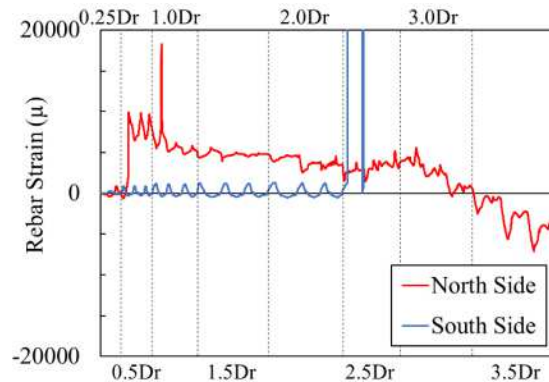
写真-2.2 Case-2 供試体圧縮載荷時の軸方向鉄筋のはらみだしの様子

2.4. 鉄筋の損傷 (Case-2)

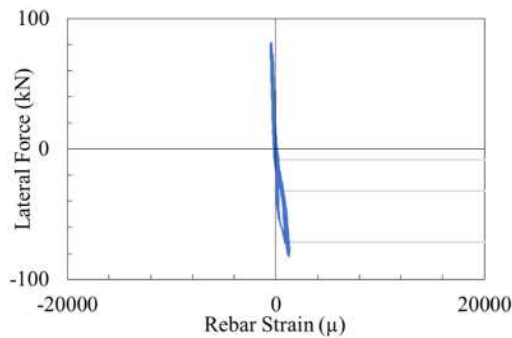
ここで、Case-2 の鉄筋ひずみ履歴について検討する。柱基部位置での水平荷重～軸方向鉄筋のひずみの履歴を図-2.11 に示すが、正負交番載にもかかわらず（若干）、南側軸方向鉄筋はほぼ弾性変形を示している一方、北側軸方向鉄筋は降伏後一度 20000μ まで塑性化した後、2.5 % Drift 載荷までは概ね $+4000\mu$ 程度のひずみ（引張）領域を往復している。南側と北側で軸方向鉄筋の塑性化の程度が極端に異なっているが、南側軸方向鉄筋が最初から付着破壊により、応力が鉄筋に伝達できずのため、南側軸方向鉄筋が弾性変形しか発生しなかった。一方、南側軸方向鉄筋が殆ど荷重を支えられないため、応力が北側軸方向鉄筋に集中し、顕著な塑性変形が生じている。

また、3.0 % Drift 以降、北側の軸方向鉄筋の水平荷重～軸方向ひずみ関係は、特徴的な履歴を描くようになり、圧縮側（負側）へとシフトし、水平耐力も変形の増加に伴い徐々に低下している。以上のことから、北側柱基部では隅部だけでなく、断面中央の軸方向鉄筋にもはらみだしが発生していることが示唆される。

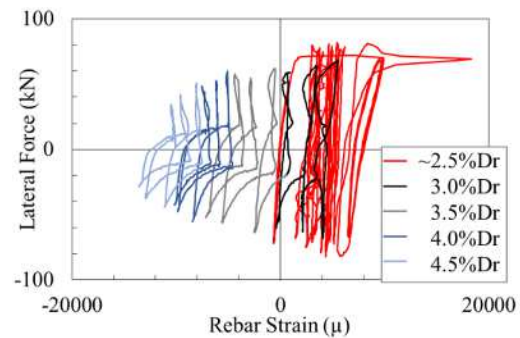
これまでの既往の研究では、どちらの載荷面側の軸方向鉄筋が最初に大きなひずみを経験しても、最大曲げ耐力や損傷性状に及ぼす影響は小さいことが知られている。また、実際には、正側と負側で最大曲げ耐力に若干の違いはあるものの、大きな差は生じていない。これにくらべて、本研究で用いた細径の軸方向鉄筋を有する RC 柱供試体では、軸方向鉄筋の損傷度の違いが顕著であることから、このことを報告している。



(a) 軸方向鉄筋のひずみ履歴



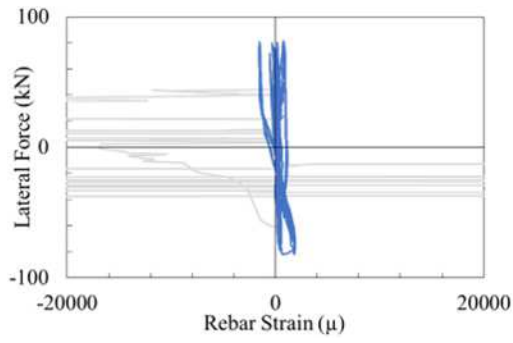
(b) 荷重～南側軸方向鉄筋のひずみの履歴



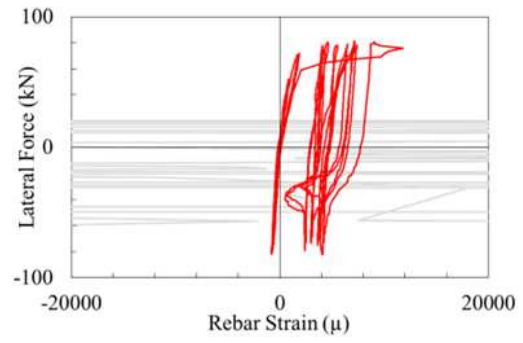
(c) 荷重～北側軸方向鉄筋のひずみの履歴

図-2.11 Case-2 柱基部位置軸方向鉄筋のひずみ履歴

図-2.11 と同じように、柱基部から 100 mm および 200 mm 高さ位置での水平荷重～軸方向鉄筋のひずみ履歴を、0.25 %～3.0 % Drift について図-2.12 に示す。柱基部から 100 mm 高さに着目すると、柱基部に比べて損傷度が小さくなっているものの、北側の軸方向鉄筋に大きな塑性化が生じ (10000 μ を超えるひずみが発生し)、永久ひずみも生じている。また、あまり顕著ではないが、図-2.11 (b) で見られたような、軸方向鉄筋はらみ出し特有の履歴形状も確認された。一方、南側軸方向鉄筋の塑性変形は、柱基部と同様に軸方向ひずみが北側に比してかなり小さくなっており、南北での損傷レベルの差が顕著であった。柱基部から 200 mm 高さでの軸方向鉄筋のひずみについては、柱基部および 100 mm 高さ位置に比べて損傷レベルが小さくなる一方、南北両側の変形の差は殆どなくなっている。

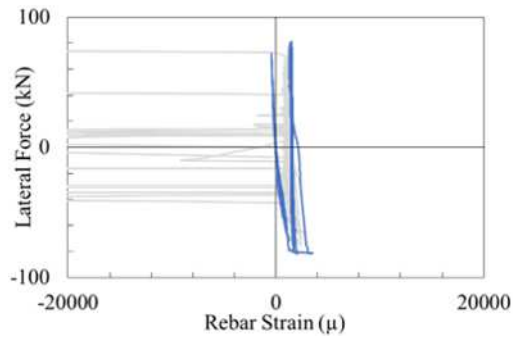


(a) 南側軸方向鉄筋

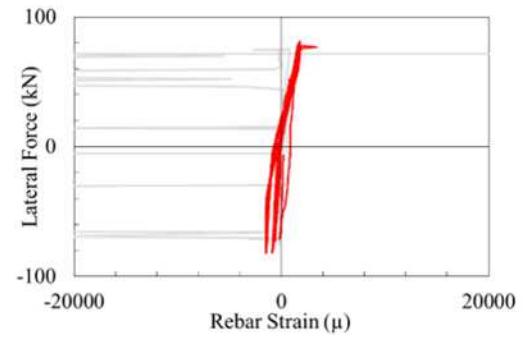


(b) 北側軸方向鉄筋

(1) 柱基部から高さ100 mm位置



(a) 南側軸方向鉄筋



(b) 北側軸方向鉄筋

(2) 柱基部から高さ200 mm位置

図-2.12 Case-2 水平荷重～軸方向鉄筋のひずみの履歴 (100 mm および 200 mm 高さ位置)

2.5. 柱損傷のメカニズム

軸方向鉄筋がフーチングから伸び出すと、柱基部には軸方向鉄筋の抜け出し量に応じた剛体回転が生じ、これに柱高さを乗じた変形が橋脚頂部に加わることから、この回転変位の定量化に関する研究が行われてきた^[2.10]。

このような研究が行われる中で、軸方向鉄筋の抜け出しが橋脚の曲げ変形性能や基部での回転変形に与える影響は小さいと考えられるようになっていたが、寸法効果、鉄筋径および配筋の影響等が軸方向鉄筋の抜け出しに及ぼす影響に関する研究が行われるなかで^{[2.11][2.12][2.13]}、実大橋脚における抜け出しの影響が少なくないことが分かってきた^{[2.14][2.15]}。

以上のことから、**図-2.6**に示した通り、基部から200mmの高さに鋼棒が設置され、RC柱供試体断面を荷重方向に貫通し、鋼棒の両端に変位センサーが設置されており、垂直方向の変位量を測定した。これらの測定から、**図-2.13**に示されるように、RC柱の基部における回転角が計算される。さらに、計算された回転角に基づいて、荷重位置によって誘起される変位は、柱基部における回転変形に関して以下のように決定できる。

$$u_{fd} = \theta \cdot h_{ef} \quad (\text{式-2.2})$$

ここで、 h_{ef} は橋脚の有効高さを表す。橋脚の最下部における回転角度 θ は、基礎内での結合失敗によって引き起こされる縦補強の伸長によって橋脚本体に誘発される回転角度を近似するのに使用される。したがって、(式-2.2における水平変位 u_{fd} は、橋脚の回転によって引き起こされる水平変位を近似できると考えられる。

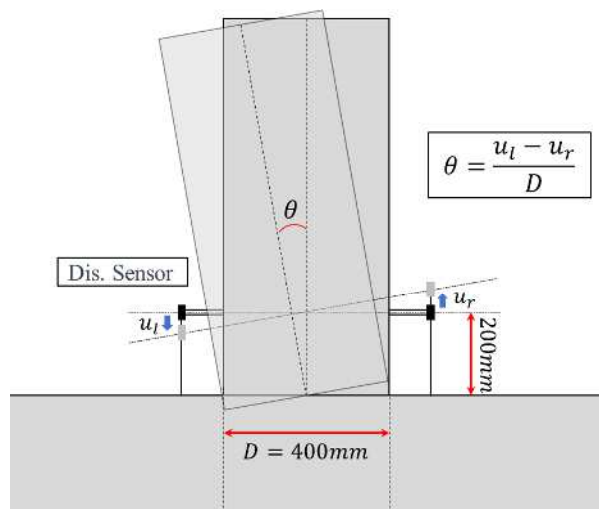


図-2.13 RC柱回転変形のイメージ

しかし、(式-2.2)には、変位ゲージ以下の範囲で発生する曲げ変形およびせん断ずれ変形の影響が含まれていることに注意すべきである。また、その結果、基礎内部での縦補強の伸長の変形によって荷重点で引き起こされる実際の回転変位 u_{fd} は過大評価される可能性がある。

図-2.14は、両標本の回転変形の履歴を示す。水平軸および垂直軸は、荷重 Drift および柱の基部での回転角度をそれぞれ表す。

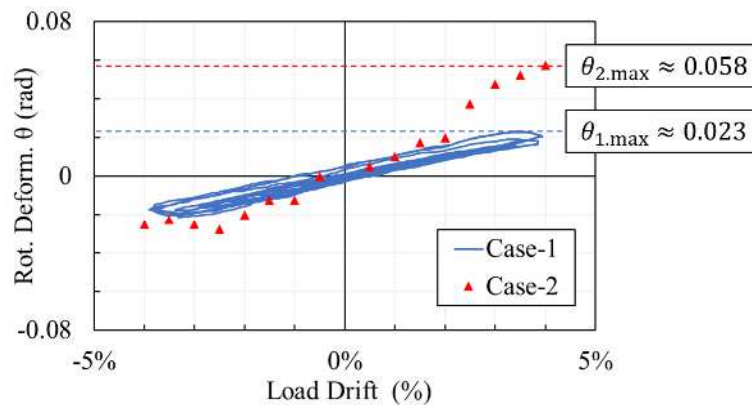
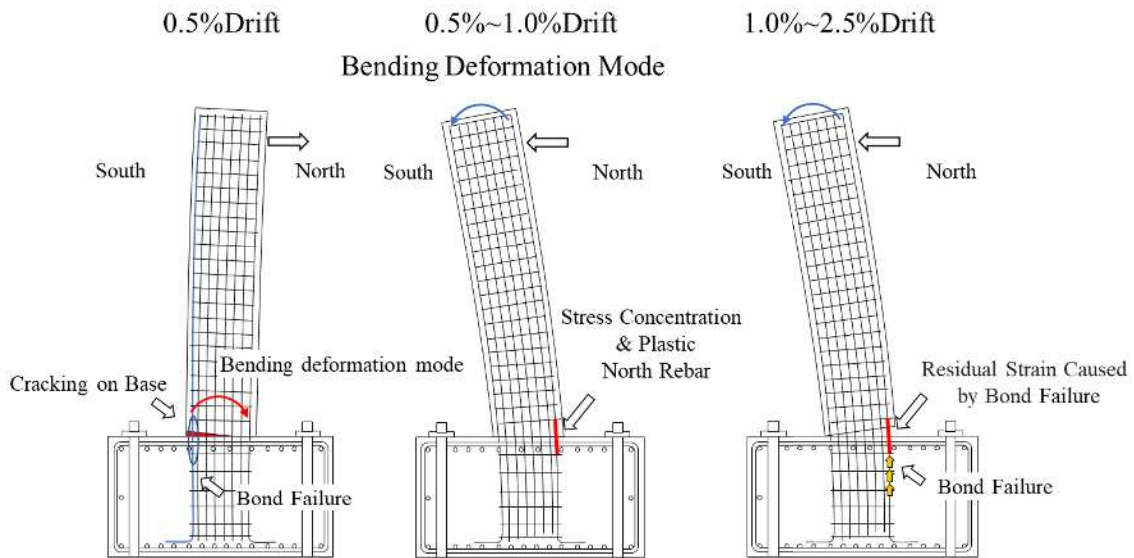


図-2.14 回転変形—荷重ドリフトの関係

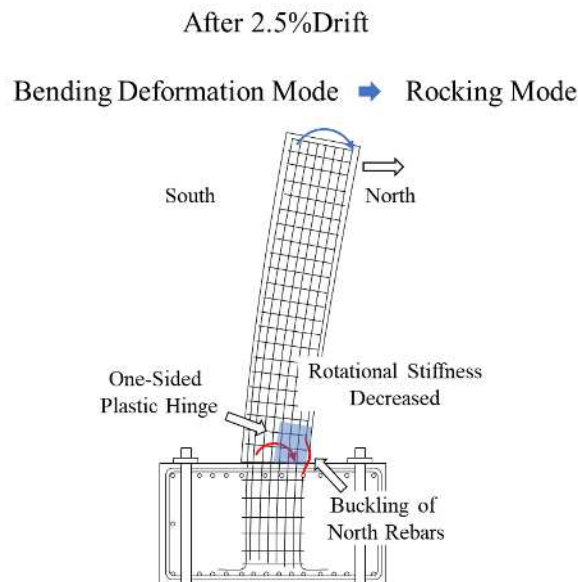
Case-1の回転変形の履歴はおおよそ直線であり、回転変形がその最大値に達したとき、約60%の全変形 u_{total} が回転変形 u_{total} によって引き起こされた。前述したように、変位計以下で発生する曲げ変形およびせん断変形が含まれているので、実際の回転変形は60%未満である。

対照的に、Case-2を表す赤い三角マーカーは、各Driftレベルでの柱基部での回転変形を示している。実験の初期段階(2.0%Drift前)では、Case-2とCase-1は同一で、荷重に対して基部での回転変形が線形に増加していた。ただし、2.5%Driftからは、Case-2の正の回転変形は急激に増加し(おおよそ2倍)、一方で負の方向は正の回転変形の急激な増加によって-2.5%Driftからわずかに減少した。全体として、減少は20%未満であった。同時に、2.5%Driftから4.0%Driftまで正の方向での線形成長が復元された。4.0%Driftでは、Case-2の負の回転変形はCase-1と一致していましたが、正の回転変形はCase-1の2.5倍に達した。

図-2.15 は、細径鉄筋を有する密配筋した Case-2 供試体南側軸方向鉄筋の付着破壊後のメカニズムを表す。繰り返し荷重実験開始したばかりで (0.5%Drift), 南側の軸方向鉄筋が柱境界部のひび割れにより付着破壊し、コンクリートから南側鉄筋への応力伝達が妨げられて、南側の軸方向鉄筋が殆ど弾性状態に留まった。



(a) 曲げ変形段階 (2.5%Drift まで)



(b) 曲げ変形モードからロッキング変形モード (2.5%Drift)

図-2.15 付着破壊による Case-2 供試体基部位置の損傷メカニズム

一方、南側軸方向鉄筋の付着破壊により荷重を受けられないため、応力は北側軸方向鉄筋に集中し、応力集中により顕著な塑性変形を引き起こし、1.0%Driftで、北側の軸方向鉄筋は、一回大きな塑性変形（約 $20,000\mu$ ）を経験した後、RC柱の基部でのひび割れは柱の全断面を貫通した（写真-2.2で観察されたように、実験で水平方向のスルーひび割れも観察されました）、北側の軸方向鉄筋も付着破壊が発生した、その結果、北側軸方向鉄筋のひずみは荷重ともに増減せず、約 $4,000\mu$ の残留ひずみに留まった。

2.5%Drift後、RC柱の変形がさらに増加するにつれて、付着破壊によるフーチングから抜け出した北側軸方向鉄筋が圧縮応力による座屈（写真-2.2(b)参照）を経験した、これにより、北側軸方向鉄筋に付設したひずみゲージに測定されたひずみは徐々に負の方向（圧縮）にシフトし、RC柱基部に塑性ヒンジが形成され、回転剛性が急激に低下し、Case-2供試体は曲げ変形モードからロックンク変形モードへ変化した。図-2.14に示されているように、2.5%Drift後、Case-1供試体の正方向への回転変形が激増し、逆方向の回転変形は殆ど変わらなかった。

2.6. まとめ

本章では、軸方向鉄筋比が同一で鉄筋径と鉄筋配置が異なる二つの RC 柱供試体を対象とした正負交載荷実験に基づいて、両供試体の耐荷・変形性能、鉄筋の損傷などを考察した、本章で得られた知見を以下に示す。

- 1) Case-1 および Case-2 両供試体の荷重変位関係の履歴には、共にピンチング現象が観察されており、載荷各サイクルの剛性低下率を比較すると、細径鉄筋を密配筋した供試体 Case-2 のヒステリシス曲線のピンチングレベルが高いことが確認された。
- 2) RC 柱耐荷性能と変形性能は、軸方向鉄筋比と断面二次モーメントが同じにもかかわらず、鉄筋の直径と鉄筋配置間隔に大きく影響される。太径鉄筋を正常配置した供試体 Case-1 では、3.5%Drift まで一定の耐荷能力を保つことができたが、一方、細径鉄筋を密配筋した供試体 Case-2 では、最大水平力に達した 1.5%Drift 時点から耐荷性能の劣化が始まっている。
- 3) 細径鉄筋を密配筋した供試体 Case-2 では、載荷初期段階に柱基部とフーチング部の境界に発生したひび割れが大きく開口し、ロックンク変形が卓越するようになった。これに伴い、さらにそのひび割れは大きくなり、2.5 % Drift 載荷時には、そのひび割れ幅は 5 mm に達するようになった。
- 4) 交番繰り返し載荷を受けるにもかかわらず、Case-2 供試体では、0.5 % Drift 以降、北側の軸方向鉄筋に大きな塑性化が生じる一方、南側の軸方向鉄筋には弾性変形あるいは僅かな塑性変形しか生じていない強い非対称損傷が発生した。また、北側軸方向鉄筋には、載荷初期には引張ひずみしか生じなかったが、3.0 % Drift 以降、特徴的な水平力-ひずみ履歴が見られることから、軸方向鉄筋のはらみだしの発生が示唆された。

参考文献

- [2.1] Gutiérrez, E., Magonette, G., & Verzeletti, G.: Experimental Studies of Loading Rate Effects on Reinforced Concrete Columns, *Journal of Engineering Mechanics*, No. 5/V-119, pp.887-902, 1993.5. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9399(1993)119:5(887)
- [2.2] Yang, S. Y., Song, X. B., Chen, X., Liu, X. L.: Experimental research on hysteretic behaviors of corroded reinforced concrete columns with different maximum amounts of corrosion of rebar, *Construction and Building Materials*, No. 121, pp.449-458, 2016.
- [2.3] Low, S. S., & Moehle, J. P.: Experimental study of reinforced concrete columns subjected to multi-axial cyclic loading, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, California, 1987.
- [2.4] 石橋 忠良, 津吉 毅, 小林 薫, 小林 将志: 大変形正負交番荷重を受ける RC 柱の損傷状況及び補修効果に関する実験的研究, *土木学会論文集*, No. 648, pp.55-69, 2000.5.
- [2.5] Highway & Transportation Industry Standard: General Specifications for Design of Highway Bridges and Culverts, JTG D60-2015 (JTGD60-2015), Ministry of Transport of the People's Republic of China, 2015.
- [2.6] ACI CODE-318-19(22): Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (Reapproved 2022), American Concrete Institute, 2022.
- [2.7] EN 1992 - Eurocode 2: Design of concrete structures, European Committee for Standardization, 2005.
- [2.8] 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 平成 8(1996)年 12 月.
- [2.9] 早川 涼二, 川島 一彦, 渡邊 学歩: 水平 2 方向地震力を受ける単柱式 RC 橋脚の耐震性, *土木学会論文集*, No. 759, pp.79-98, 2004.5. doi: 10.2208/jscej.2004.759_79
- [2.10] 石橋 忠良, 吉野 伸一: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究, *土木学会論文集*, No. 8/V-390, pp.57-66, 1988.
- [2.11] 幸左 賢二, 小林 和夫, 村山 八洲雄, 吉澤 義男: 大型 RC 橋脚模型試験体による塑性変形挙動に関する実験的研究, *土木学会論文集*, No. 538/V-31, pp.47-56, 1996.
- [2.12] 近藤 益央, 運上 茂樹: 鉄筋コンクリート橋脚における軸方向鉄筋の抜け出し量に関する研究, *地震工学研究発表会講演論文集*, No. 25, pp.825-828, 1999.
- [2.13] 石橋 忠良, 小林 薫, 海原 卓也: 大変形領域の交番荷重を受ける RC 橋脚のフーチングからの鉄筋抜け出し量算定法に関する研究, *土木学会論文集*, No. 648/V-47, pp.43-54, 2000.
- [2.14] 星隈 順一, 運上 茂樹, 長屋 和宏: 実大 RC 橋脚における軸方向鉄筋のフーチングからの抜け出し特性とその評価, *コンクリート工学年次論文集*, No. 3/V-22, pp.1471-1476, 2000.
- [2.15] 星隈 順一, 運上 茂樹, 長屋 和宏: 鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす断面寸法の影響に関する研究, *土木学会論文集*, No. 669/V-50, pp.215-232, 2001.

第3章 FEA による RC 柱の繰り返し載荷実験の再現解析

3.1 はじめに

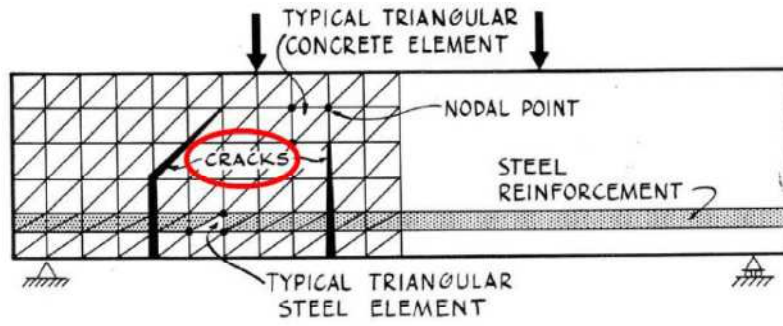
有限要素法 (Finite Element Method, FEM) は数学的基礎理論が 1943 年に Courant により整備され^[3.1], 1950 年代になると飛行機翼構造の変形解析に適用されるようになり^[3.2], その後, California 州立大学の Clough らが土木分野の様々な構造物や課題に応用を試みた^[3.3]. これによって, 今日では土木分野だけでなく, 建築, 造船, 機械などの構造工学の分野にまで有限要素法が普及している.

また, 重み付き残差法の開発によって構造工学分野だけでなく, 流体, 電気・電子, 化学などのエネルギー原理をもたない分野へも広く応用された^[3.4]. また, 構造工学分野でも, 微小変形の線形弾性体の領域で確立された有限要素法は, 動的解析, 材料非線形解析や大変形解析などへと適用の領域も拡大している.

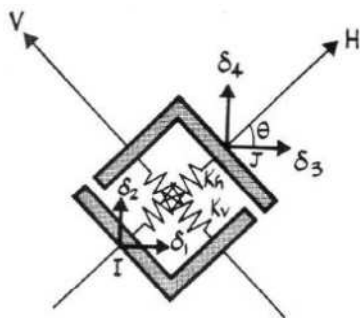
RC 構造物に関する有限要素法の最初の適用は, 1967 年に D.Ngo と A.C.Scordelis が行った RC 梁せん断耐性の解析である^[3.5]. **図-3.1** に示すように, 鉄筋コンクリートの補強筋とコンクリートがそれぞれモデル化され, リンケージ要素を用いてひび割れの進展が考慮出来るほか, 鉄筋とコンクリートの付着がモデル化により考慮されている. その後, 各種材料モデルの開発を伴い, 柱, 梁, 耐震壁などの RC 部材に関する解析も実施され, 数多くの成果が得られている^[3.6].

現在, 建築構造分野において, 性能照査型設計法が設計実務に取り入れられつつある中, 非線形有限要素法によりコンクリート構造物の挙動をシミュレーションする技術は, 設計技術を構成する要素の一つとして有用となっている.

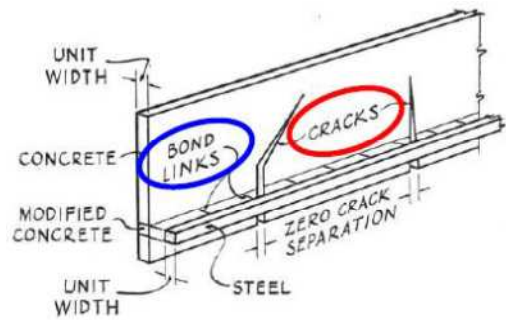
本章では, 前章の 2 つ RC 柱供試体を対象として, 鉄筋とコンクリート, それぞれの材料の非線形性を考慮するとともに, 鉄筋とコンクリート間の非線形性的な相互作用も適当にモデル化することで汎用解析コードを用いて再現解析を行い, 実験の荷重変位履歴, 軸方向鉄筋のひずみ損傷や, RC 柱の破壊メカニズム等と比較し, その再現性について考察する.



(a) 鉄筋コンクリート梁を対象とした有限要素解析



(b) リンケージ要素



(c) コンクリートと補強筋の付着モデル

図-3.1 鉄筋コンクリート構造への非線形 FE 解析イメージ^[3.5]

3.2 有限要素解析法

3.2.1. 要素の種類と定式化

(a) コンクリートのモデル化

これからは、本研究で行った有限要素解析に用いられた要素の種類を紹介する。本研究では RC 供試体を 2 次元平面モデルにより理想化しており、モデル化において平面応力要素を用いている。ここで、平面応力要素とは、平面に垂直方向の主応力 σ_3 とせん断応力 τ_z がゼロであると仮定することで定式化を行う要素である。これを用いることで、三次元モデルに比べて計算コストを大幅に低減できる点で優れている。本研究では、**図-3.2**に示すように、コンクリート部を平面応力要素の 1 種である 4 節点平面応力要素 (Q8MEM 要素) でモデル化している。このモデルは、線形補間とガウス積分に基づくアイソパラメトリック要素である。

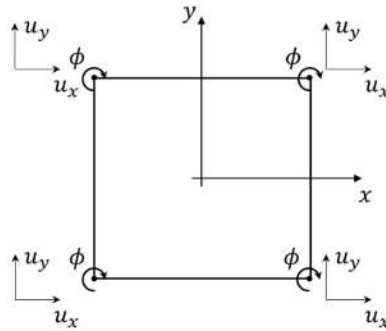


図-3.2 四節点平面応力要素

同要素では、**図-3.3**に示すような変位場を仮定している、要素 dx , dy の微小変形を du_x と du_y 定義された。

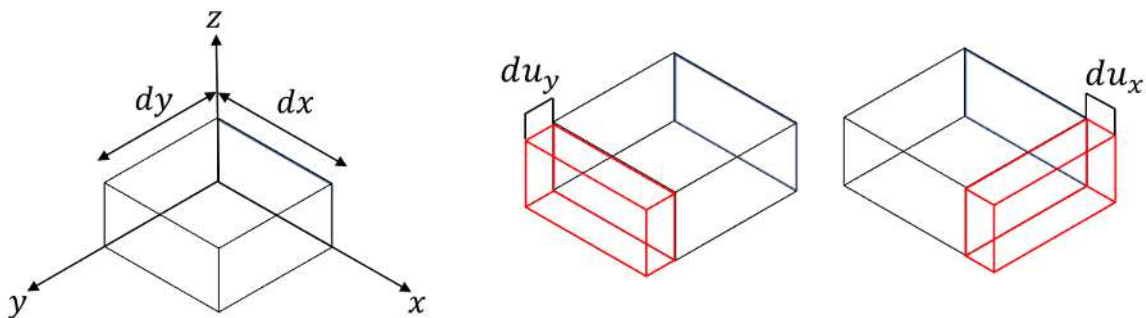


図-3.3 平面応力要素のひずみ

これらの変形から、下式に基づくグリーン・ラグランジュひずみと Cauchy 応力を導き出す。

$$\varepsilon = \begin{pmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \gamma_{xy} \end{pmatrix} \quad (\text{式-3.1})$$

$$\varepsilon_{xx} = \frac{\partial u_x}{\partial x} \quad \varepsilon_{yy} = \frac{\partial u_y}{\partial y} \quad \varepsilon_{zz} = \frac{v(\varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy})}{1-v} \quad \gamma_{xy} = \frac{\partial u_x}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial x} \quad (\text{式-3.2})$$

$$\sigma = \begin{pmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} = 0 \\ \sigma_{xy} = \sigma_{yx} \end{pmatrix} \quad (\text{式-3.3})$$

(b) 鉄筋のモデル化

有限要素解析においては、離散鉄筋モデルでは、コンクリート中の補強材はコンクリート要素の辺上のみ配置されており、かつ、補強材の端点は必ず要素節点に結び付かなきゃならない。そのため、メッシュ分割がコンクリート内に配置された補強材の位置や方向に制約され、補強材が密に配置されている部位では要素数が極端に増加させたり、全体構造のメッシュ形状を一致化、シンプル化させたりするのは極めて困難となる。

以上のことから、本研究では、離散式鉄筋要素ではなく、埋め込み鉄筋要素で補強材をモデル化した。このモデルでは要素と鉄筋は互いに独立して定義することができて、補強材自体が自由度を持たず、ひずみは所属の母要素の変位場から計算される。

以下に、既往研究^[3,7]に基づく、埋め込み鉄筋モデルを用いた解析法の概略について述べる。図-3.4 に示すように、4 節点アイソパラメトリック平面応力要素を用いて、コンクリートをモデル化した場合、そのコンクリート要素の剛性マトリックス $[K_c]$ は、一般に(式-3.4 で表わされる。

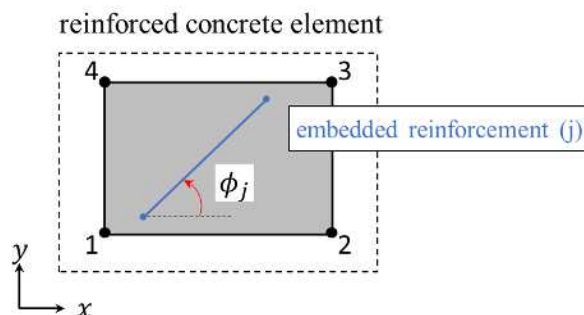


図-3.4 埋め込み鉄筋要素 (Embedded Reinforcement Elements)

$$[K_c] = \int_{V_e} [B]^T [D_c] [B] dV \quad (\text{式-3.4})$$

ここで V_e はこの要素の全領域である。また、 $[D_c]$ はコンクリートの応力-ひずみ関係マトリックス、 $[B]$ は節点変位とひずみ関係付けるマトリックスであり、本研究で用いた2次元4節点の平面応力要素では、下式に示すように表される。

$$[B] = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_1}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N_3}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N_4}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_1}{\partial y} & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial y} & 0 & \frac{\partial N_3}{\partial y} & 0 & \frac{\partial N_4}{\partial y} \\ \frac{\partial N_1}{\partial y} & \frac{\partial N_1}{\partial x} & \frac{\partial N_2}{\partial y} & \frac{\partial N_2}{\partial x} & \frac{\partial N_3}{\partial y} & \frac{\partial N_3}{\partial x} & \frac{\partial N_4}{\partial y} & \frac{\partial N_4}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (\text{式-3.5})$$

ここで、 $N_{1\sim4}$ は図-3.4のコンクリート平面応力要素の各節点における形状関数である。鉄筋が埋め込まれたコンクリート要素の剛性マトリックス $[K_E]$ はで表されるコンクリート自体の剛性マトリックス $[K_c]$ とコンクリート要素に埋め込まれている鉄筋 j ($j = 1\sim i$)の剛性マトリックス $[K_s]_j$ の和として、下式で表される。

$$[K_E] = [K_c] + \sum_{j=1}^m [K_s]_j \quad (\text{式-3.6})$$

m ：要素内の鉄筋の数

また、鉄筋の剛性マトリックス $[K_s]_j$ は次式で表される。

$$[K_s]_j = \int_{L_j} [B]^T \{T\}_j^T \{T\}_j [B] A_j E_j dL \quad (\text{式-3.7})$$

$$\{T\}_j = \{\cos^2 \phi_j \quad \cos^2 \phi_j \quad \cos \phi_j \cdot \sin \phi_j\} \quad (\text{式-3.8})$$

A_j ：鉄筋 j の断面積

E_j ：鉄筋 j の弾性係数

L ：要素内の鉄筋 j の長さ

ϕ_j ：鉄筋 j と x 軸のなす角

(c) 付着—すべり現象のモデル化

前述した通り，RC 構造物に関する有限要素法の最初に発表された適用事例は，1967 年に D.Ngo と A.C.Scordelis が行った RC 梁せん断耐性の解析である^[3,5]．**図-3.1** に示したように鉄筋とコンクリートがそれぞれモデル化され，リンケージ要素を用いて鉄筋とコンクリート間の付着—すべり現象をモデル化されている．

その後，鉄筋とコンクリート間の付着—すべり現象の再現性を向上させるために，研究者らは鉄筋とコンクリート要素間に多方向バネ要素で繋がり，バネベースのモデリング方法を提案した．近年，有限要素解析技術の進歩に伴い，研究者は**図-3.5** に示すようなインタフェース要素など，高度なモデリング手法を有限要素解析に導入して，異なる材料表面間の付着—すべり挙動をシミュレートした．これらのモデリング手法は，複雑な付着—すべり現象をより正確に再現が可能である．

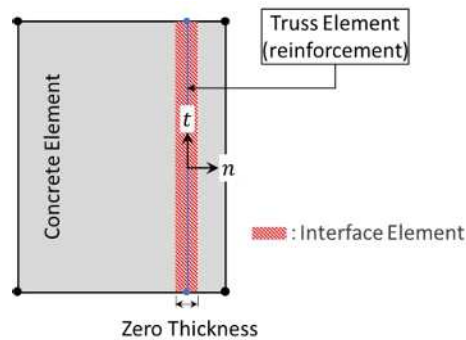


図-3.5 インタフェース要素

インタフェース要素の材料モデルは、牽引力、つまりせん断応力とインタフェース全体の相対変位との間の線形または非線形の関係を設定するにより、各付着モデルを導入できる。その付着力は鉄筋に沿うせん断方向の t_t と鉄筋に沿う法線方向の t_n である。相対変位は鉄筋に沿うせん断方向の変位 Δu_t と法線方向の変位 Δu_n である。本研究では、鉄筋に沿う方向の付着特性を着目し、また、法線方向の変位は極めて小さいので、法線方向の応力と相対変位を無視する。

牽引力ベクトル t と相対変位 Δu は下式のように定義される。

$$t = \begin{Bmatrix} t_n \\ t_t \end{Bmatrix} \quad \Delta u = \begin{Bmatrix} \Delta u_n \\ d_t \end{Bmatrix} \quad (\text{式-3.9})$$

$$\dot{t} = \mathbf{D}\dot{\Delta u} \quad (\text{式-3.10})$$

そして接線剛性マトリクス \mathbf{D} は下式のように定義された。

$$\mathbf{D} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} \\ D_{21} & D_{22} \end{bmatrix} \quad (\text{式-3.11})$$

$$\begin{cases} D_{11} = k_n \\ D_{12} = 0 \\ D_{21} = 0 \\ D_{22} = \frac{\partial f_t}{\partial d_t} \end{cases} \quad (\text{式-3.12})$$

多くの研究によって提案された bond-slip 数値モデルは、主に総変形理論に基づいており、(式-3.13)のように、付着応力を総相対変位の関数として表して、 $t_t = f_t(d_t)$ の関数式である。

$$\begin{cases} t_n = k_n \Delta u_n \\ t_t = f_t(d_t) \end{cases} \quad (\text{式-3.13})$$

ここで、 t_t は牽引力 (N) であり、定義された鉄筋とインタフェース要素との接触周長から付着応力を算出できる、 d_t は相対変位量、つまりすべり量 (mm) である。

3.2.2. 非線形解析と Newton-Raphson 法および連立方程式の解法

純粋な増分法 (Purely Incremental Method) の増分方式については、非常に小さなステップサイズを使用しない限り、正しい解を導くことが難しい。一方、イタレーション法 (Iterative Method) では、発生した誤差を逐次減少させることができるため、これは実際、陰解法で実現されている。許容されるステップサイズは、通常イタレーションのないプロセス (例えば陽解法) の場合より大きくなっても構わないため、非線形解析において、イタレーション法がもっと使われている。イタレーション法の計算プロセスは図-3.6 に示す通りである。

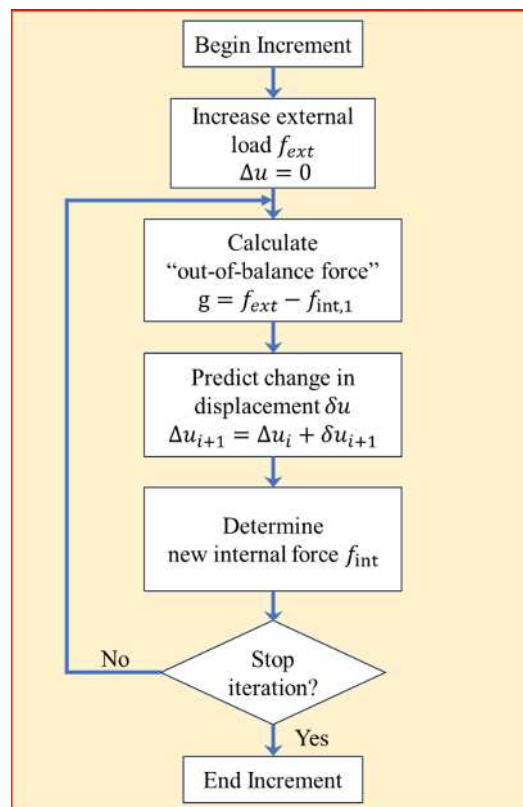


図-3.6 イタレーション法のプロセス

下式の通り、総変位増分 Δu は、平衡に達するまで、増分 Δu は規定の許容値を超えないように、イタレーション増分 δu によって調整する。

$$u_{fd} = \theta \cdot h_{ef} \quad (\text{式-3.14})$$

$$\Delta u_{i+1} = \Delta u_i + \delta u_{i+1} \quad (\text{式-3.15})$$

イタレーション法は、剛性行列 K から計算される、この行列は力ベクトルと変位ベクトル間の関係を線形化したものである。剛性行列 K は毎回イタレーションすることで変更し、第 i 回イタレーションに使われた行列は K_i と呼ぶ、イタレーションのアプローチは、次の式に示すように増分量を決まる。

$$\delta u_{i+1} = K_i^{-1} \cdot g_i \quad (\text{式-3.16})$$

g_i は第 i 回イタレーション始まる時の不釣り合い力ベクトルである、この時、毎回イタレーションことで一次方程式が解かれる。

非線形数値解析に用いられるイタレーション法としては、割線法(Quasi-Newton法)やNewton-Raphson法がよく使われるが、本研究の解析対象は鉄筋コンクリート造RC部材で、コンクリートの圧壊やひび割れ、鉄筋の降伏や硬化、そしてコンクリートと鉄筋間の付着など非線形性に富んだため、高い収束速度と精度を持つNewton-Raphson法を選んだ(計算過程で収束しない場合は割線法を補完的に使用する)、Newton-Raphson法のプロセスは図-3.7に示す。Newton-Raphson法では、第 i 回イタレーションに使われた行列 K_i は下式により計算される。

$$K_i = \frac{dg}{d\Delta u} \quad (\text{式-3.17})$$

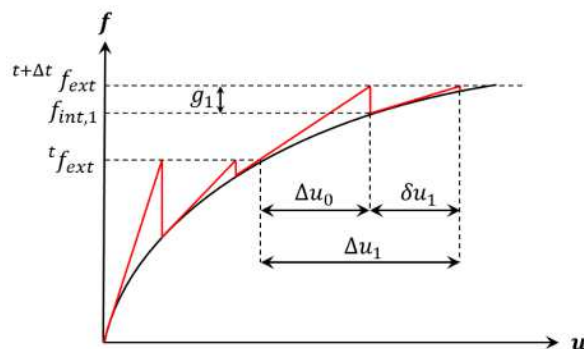


図-3.7 Newton-Raphson 法

有限要素法では、剛性方程式の元数が何百～何万のレベルとなる。従って有限要素法解析を行なう場合には、効率のよい、高速な剛性方程式の解法(ソルバー, solver)がキーポイントとなる。ソルバーは大きく分けて直接法とイタレーション法の2つに分類される。

従来では、連立方程式の解法について、解の精度、計算時間の観点より、スパースコレスキー法(Sparse Cholesky Method)、直接インコア法(Direct Incore Method)、直接アウトオブコア法(Generalized element Method)などが主として用いられている。現在は、スカイライン内部のゼロ成分も考慮する事で演算量・メモリ量をさらに節約できる並列直接スパース法(Parallel Direct Sparse Method, PARDISO Solution Method)が主流となっている。

PARDISOはスイスのバーゼル大学(Universität Basel)で開発され、提供されている疎行列連立一次方程式の直接法ソルバーで、Parallel Direct and Iterative Solversの略である。PARDISOは

インテル[®]マス・カーネル・ライブラリー（インテル[®]MKL）にも実装されており、実数または複素数、対称、構造対称または非対称、正定値、不定値またはエルミートの行列に対応でき、共有メモリ型のプロセッサでの並列計算に対応し、並列化効率がよいような特徴があるため、本研究の全ての解析は、並列直接スパース法（PARDISO）を採用した。

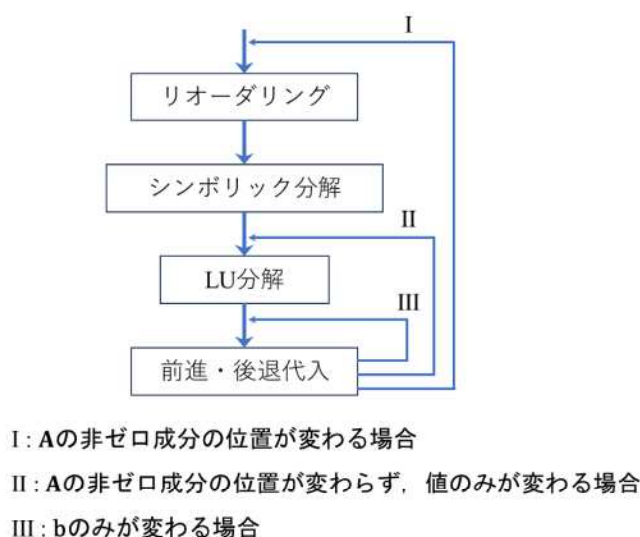


図-3.8 スパースソルバーのフローチャート [3.8], [3.9]

PARDISO ソルバーの処理フローは図-3.8 に示されており、 $Ax = b$ の解を求める過程は、(1) リオーダーリング、(2) シンボリック分解、(3) LU 分解、(4) 前進・後退代入の四つのステップから構成されている。以下、各ステップについて詳述する。

リオーダーリングステップでは、適切な置換行列 P を使用して、 PA^PT の LU 分解時に fill-in が最小限になるよう調整する、ここでの fill-in は、LU 分解前はゼロだったが、分解後に非ゼロになる行列の要素である。リオーダーリングの方法には、等幅縮小（最小次数法、Reverse Cuthill-McKee 法）、三角形化、ブロック化など、多様なアルゴリズムが存在する。PARDISO では、METIS パッケージを基にした最小次数アルゴリズムや Nested Dissection アルゴリズムがリオーダーリングに用いられる。

次に、シンボリック分解ステップでは、行列 A の LU 分解における非ゼロ要素のパターンに焦点を当て、LU 分解後の非ゼロ要素の位置を特定する。これにより、LU 分解に要するメモリや計算量が推定される。さらに、LU 分解後の非ゼロ要素を保存するメモリが確保され、非ゼロ要素へのアクセスを効率化するインデックスリストが生成される。シンボリック分解を効率的に実行するため、列消去木という概念が利用され、これにより有効グラフの経路探索問題に還元され、高速な計算が実現される。

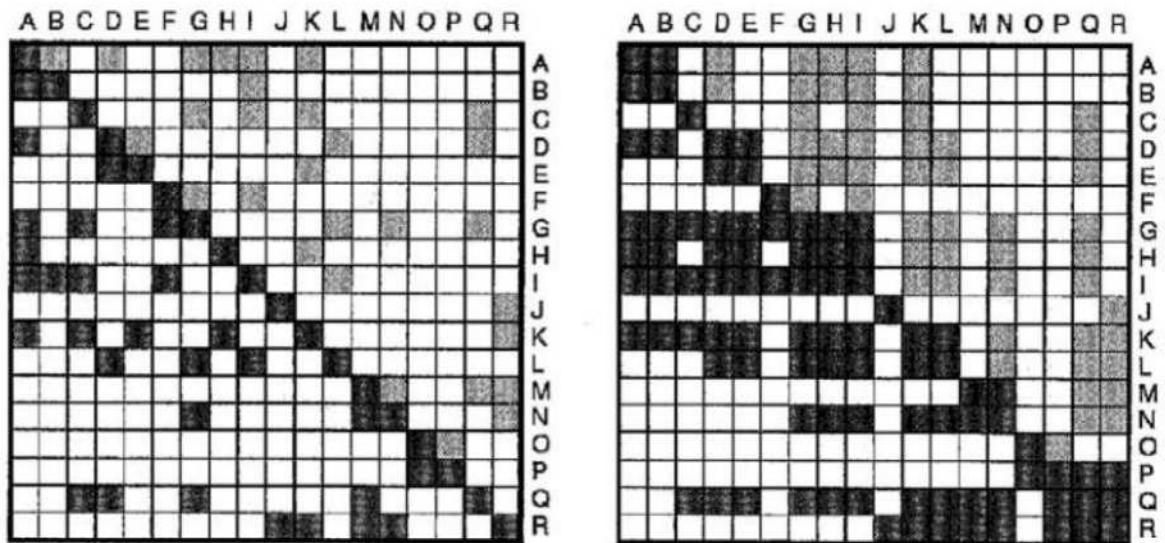
シンボリック分解が完了し、必要なメモリが確保された後、LU 分解のプロセスが続く。この段階では、「right-looking アルゴリズム」や「left-looking アルゴリズム」のような計算方法が採用され、PARDISO スパースソルバーではこれらのアルゴリズムが統合されて適用される。

LU 分解後、解 x は前進代入と後退代入を用いて求められる。特定の条件下、例えば同じ係数行列 A を持つ方程式を反復解く場合などは、前進・後退代入のステップのみを再実行することで解が得られる。しかし、係数行列 A の非ゼロ構造が異なる場合や、境界条件や解析領域に変更がある場合は、LU 分解からのプロセスを再度行う必要がある。それに伴い、新しい係数行列 A の構築と、リオーダーリングからの処理が必要となる。

スーパーノードとは、行列 L 内で一連の列が同様の非ゼロパターンを共有する場合に適用される。図-3.9 に示されているように、スーパーノードの導入は、Left-looking アルゴリズムにおいてブロック化を促進し、データアクセスの局所性を向上させる。

これにより、キャッシュメモリのデータ再利用が効率化され、メモリ階層を持つ現代のコンピュータシステムでの計算速度が大幅に向上した。また、スーパーノードの形成において、特定の条件下でゼロ要素を非ゼロとして扱うことも考慮される。

PARDISO は、複数レベルの並列処理をサポートしており、消去木、ノード、パイプライン処理の各レベルで並列化を行った。また、PARDISO を有限要素法の解析に適用する際には、係数行列 A の非ゼロ要素のインデックスリストが必要です。PARDISO では、非ゼロ要素は CSR 形式に基づいて効率的に格納され、特に対称行列の場合には、上三角部分のみが考慮される。



(a) スパース行列 A

(b) スパースノード

図-3.9 スパース行列 A , L と U の非ゼロ構造, およびスパースノード^[3.10]

3.3 有限要素解析における材料のモデル化

3.3.1. コンクリート材料のモデル化

コンクリート構造物が有限要素法を用いて解析する時、ひび割れのモデル化には図-3.10 に示す通り、2つの代表的な方法がある。一つは要素間の節点を分離して、ひび割れ開口変位を要素間の相対変位として扱う離散ひび割れモデル (Discrete Crack Model)^[3.11]、もう一つは、ひび割れの影響が要素内に分散していると仮定し、ひび割れ開口変位を要素の平均的なひずみとして扱う分布ひび割れモデル (Smearred Crack Model)である^[3.12]、^[3.13]および^[3.14]。本来、コンクリート構造物にひび割れが生じることによって不連続体になることから、離散ひび割れモデルを用いた方がわかりやすい。しかし、離散ひび割れモデルを用いる場合には、ひび割れ経路が既知でない限り、ひび割れの進展とともに要素の再分割の作業が必要となる。

一方、分布ひび割れモデル (Smearred Crack Model)は、実際のコンクリートのひび割れを要素全体に分散さ、ひび割れの進展を再現するモデルとなる。これにより、要素の応力が最大応力（一般的は引張応力）を超えても、幾何学的条件の変更やメッシュの再分割をする必要がない。材料構成マトリックスを調整するだけで、ひび割れの進展の追跡可能になることから、有限要素プログラムへ簡単に実装可能となる。このために、コンクリート構造物、とりわけ鉄筋コンクリート構造物を対象とした構造物の解析に広く使用されている。

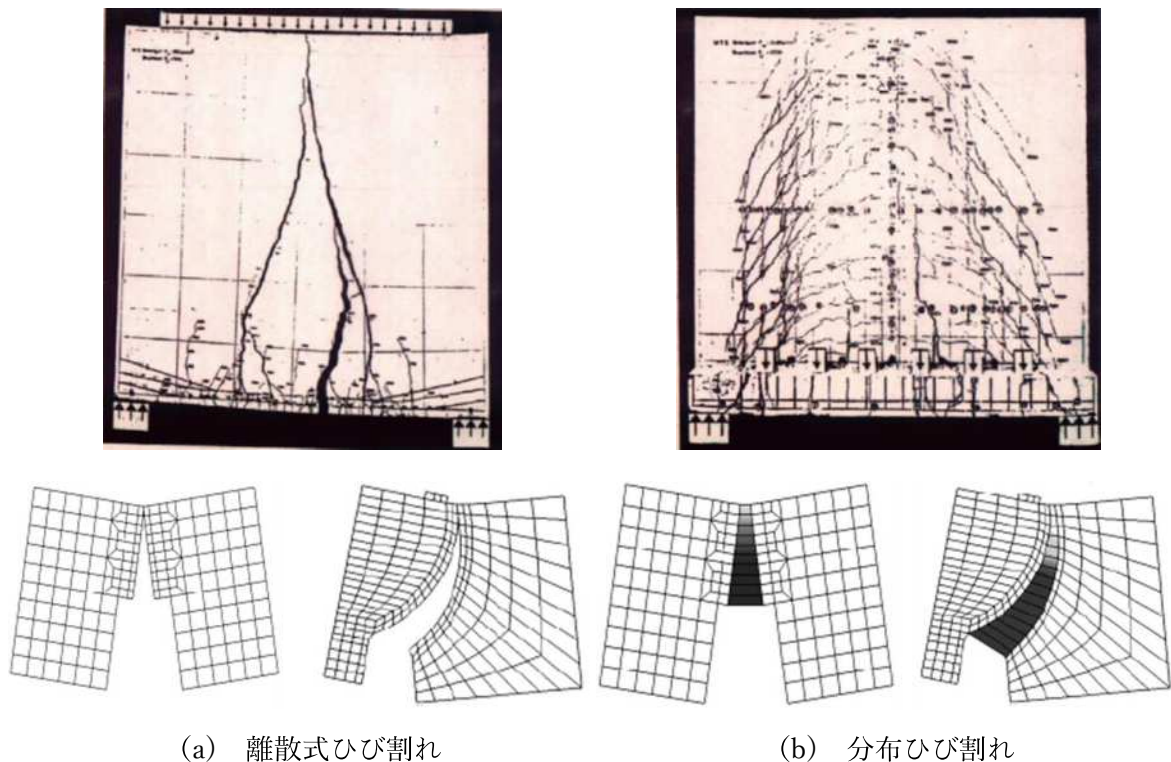


図-3.10 離散式ひび割れモデルと分布ひび割れモデルの違いのイメージ^[3.15]

分散ひび割れモデルでは、固定ひび割れモデルと回転ひび割れモデルの2つ種類に大別できる。回転ひび割れモデルは、主応力軸とひび割れ方向が一致するという仮定に基づいており、主応力の回転に合わせてひび割れも回転する。このモデルでは、ひび割れ方向は以前のひび割れ方向とは独立して、現在の主応力方向のみ依存すると考えられ、複数のひび割れ間の相互作用は考慮されていない。一方、固定ひび割れモデルは、3軸応力状態を考慮するもので、最初に発生したひび割れの方向が固定され、変化しないと仮定される。このモデルは、固定された座標系で要素の剛性マトリックスが構築され、ひび割れは一定の座標系（直交3方向）で表される。さらに、2つ目や3つ目のひび割れは、最初のひび割れと直交すると仮定されている。

しかし、実際の実験供試体では、荷重の増減に従って、特定の部位で多数のひび割れが通常発生し、これらのひび割れの開閉や幅は相互に影響し合っている。また、複数ひび割れ間の角度が90度とは限らずに発生するため、数値解析では以下の点が必要とされている。

- 1) 荷重と履歴依存性の考慮。
- 2) 多方向ひび割れを持つコンクリートの適切な評価。
- 3) ひび割れ面でのせん断伝達特性と異方性の明確化。

これらの要求に応じて、前川・福浦らは、複数のひび割れの相互作用を効果的に表現する新たな非直交分散ひび割れモデルを提出している。

本研究では、汎用 FEM 解析コード DIANA で用いる回転ひび割れモデルを流用した上、直交固定ひび割れモデルと、前川・福浦らの提案モデルを参考した上、要素内各積分点に応力状態で最大9方向まで、独立して交差するひび割れを有する多方向非直交固定ひび割れモデルを導入し、できる限り実際の力学現象に対応したモデル化を図った。

非直交固定ひび割れモデルのフローを図-3.11に示す。このモデルでは、同じ積分点に生じた二つのひび割れ間の最小角度（閾値角 θ ）を定義できる、閾値角 θ が 90° と設定した場合、非直交固定ひび割れモデルは固定ひび割れモデルになる。閾値角 θ が低い値（例えば 45° や 22.5° 等）で定義されると、同じ積分点に三つ以上、最大で六つのひび割れが発生することができる、ただし、同じ時間にアクティブ状態になるひび割れは一つだけで、主ひずみ、主応力及びせん断ひずみ、せん断応力はアクティブ状態のひび割れ方向の直交座標系で評価される。

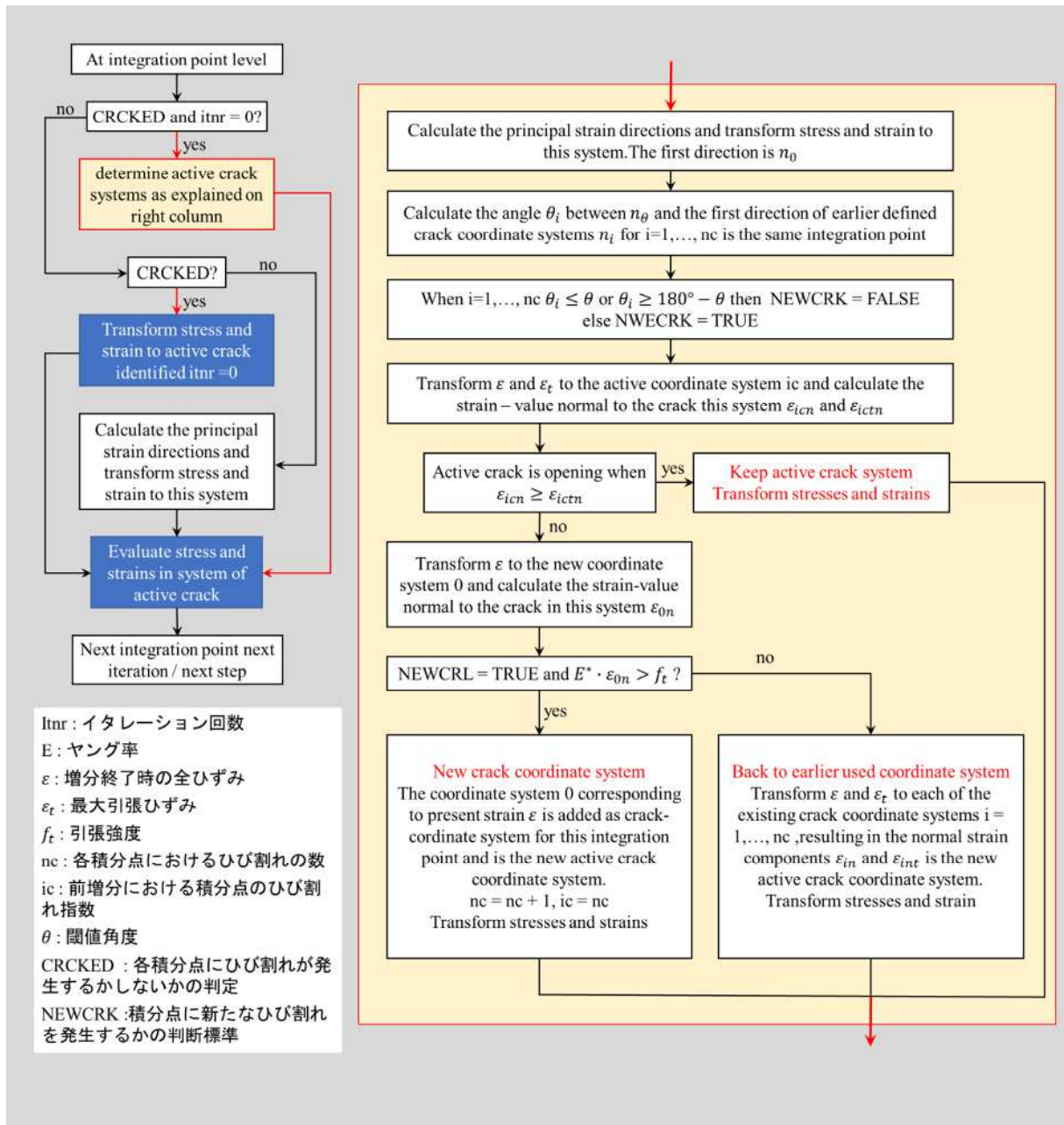


図-3.11 多方向固定非直交ひび割れモデルのフロー [3.16]

(a) 弾塑性損傷モデル

本研究で用いた弾塑性損傷モデルは、基本4つの材料パラメータ (K , F , H , そして D) を持っている。強度が 15MPa から 50 MPa 範囲内のコンクリートに適用できる。

一旦弾性ひずみベクトルが決まると、いわゆる破壊パラメータ K は、弾性ひずみテンソルの不変量と弾性パラメータの関数として計算される。一方、コンクリートの損傷により、せん断弾性係数が因子 K で低下すると仮定されて、新たなせん断係数は下式で算出される。

$$G' = G \cdot K \quad (\text{式-3.18})$$

K の範囲は 1 から 0 で、0 はコンクリート完全破壊で、1 はダメージを受けてないことを示す。

また、実際のせん断弾性損傷係数を決定するために、損傷したコンクリート要素内の応力とヤング率の行列は、損傷パラメータ K 、弾性ひずみテンソルの不変量、およびいくつかの材料パラメータの関数として表される。これらの関数式は、前川ら^{[3.17][3.18][3.19]}により下式の通り定義されている。

$$K = K(F) = \exp\left(-\frac{F}{3.25}\left(1 - \exp\left(-\frac{F}{0.8}\right)\right)\right) \quad (\text{式-3.19})$$

$$F = F(I_{1e}, J_{2e}, J_{3e}) = \frac{\sqrt{2}J_{2e}}{0.23\varepsilon_0 + \sqrt{3}|I_{1e}|} \times \frac{1}{5}\left(\frac{3\sqrt{3}}{2}\left(\frac{J_{3e}}{J_{2e}}\right)^3 + 6\right) \quad (\text{式-3.20})$$

$$H = H(J_{2e}) = \frac{9}{10}b\varepsilon_0\left(\frac{J_{2e}}{\varepsilon_0}\right)^3 \quad (\text{式-3.21})$$

$$D = D(I_{1e}, K) = \left(\frac{-1 + 2\nu}{\sqrt{3}(1 + \nu)}(2K)^2 + \frac{\sqrt{2}I_{1e} + 0.38\varepsilon_0}{0.28\varepsilon_0}(1 - 2K)^2\right) \quad (\text{式-3.22})$$

スカラー I_{1e} , J_{2e} , J_{3e} はそれぞれひずみ第 1, 第 2, 第 3 不変量である。

$$I_{1e} = \frac{1}{3}\varepsilon_{eii} \quad (\text{式-3.23})$$

$$J_{2e} = \sqrt{\frac{1}{2}e_{eij}e_{eij}} \quad (\text{式-3.24})$$

$$J_{3e} = \sqrt[3]{\frac{1}{3}e_{eij}e_{ejk}e_{eki}} \quad (\text{式-3.25})$$

ここで,

$$e_{eij} = \varepsilon_{eij} - \delta_{ij}I_1e \quad (\text{式-3.26})$$

e_{eij} は弾性偏差テンソル (Elastic Deviatoric Tensor), ε_{eij} は弾性ひずみテンソル (Elastic Strain Tensor)である. また, 材料常数 ε_0 はコンクリートの圧縮強度 f_c とヤング率 E の関数で定義される.

$$\varepsilon_0 = 2.0 \frac{f_c}{E} \quad (\text{式-3.27})$$

破壊パラメータ K は, 欠陥を含むコンクリートのせん断弾性ひずみエネルギーの劣化を表すパラメータであり, F は破壊中のコンクリート要素内部のマクロ的な強度を表す指標である. H は, 破壊したコンクリート要素内部の硬化現象を表す. b は硬化現象の修正係数で, 本研究ではデフォルト値の 1.0 を用いた. また, 係数 D はコンクリートひび割れに沿ったせん断塑性変位による塑性膨張を示す.

Maekawa-Fukuura Model^{[3.16][3.17][3.18][3.19]}を用いると, 弾塑性損傷モデルが, コンクリート要素の積分点にひび割れが発生するか, あるいは初回目の圧縮除荷をするまでに適用され, その後モデルは非直交的な全ひずみひび割れモデルに変更する.

(b) 前川・福浦モデル (Maekawa-Fukuura Model) [3.16][3.17][3.18][3.19]

全ひずみひび割れモデル (Total Strain Crack Model) は、Vecchio と Collins により提案された圧縮場理論^[3.20]及び Selby と Vecchio に提案された 3 次元拡張理論^[3.21]に基づいて開発された分布ひび割れモデルの一種である。要素全体の変形は弾性ひずみとひび割れひずみに分けではなくて、全ひずみという概念を提案し、コンクリートの引張特性と圧縮特性をさまざまな関数で表現して、全ひずみを使用してコンクリートのひび割れと圧壊を判断し、コンクリートのひび割れと破壊の限界状態を再現できる。

しかし、全ひずみひび割れモデルは各積分点に最大 3 つの直交ひび割れに制限されて、交番载荷を受けた RC 構造物の複雑な挙動を十分表せない可能性があり、前川らが三次元空間上で 6 方向までの非直交ひび割れ群を有する鉄筋コンクリートの履歴依存型分散ひび割れ構成モデルを参考し、前文に記述した全ひずみひび割れモデルを拡張して、弾塑性破壊モデルとアクティブクラック法を取り入れたモデルである。本研究で用いた汎用解析コード (DIANA) に配置された Maekawa-Fukuura Model は前川コンクリートひび割れ曲線を入れ込み、弾塑性損傷モデル (ひび割れ発生前) と非直交的な全ひずみひび割れモデル (ひび割れ発生後) の組み合わせたモデルである。図-3.12 は前川・福浦モデルで規定されるコンクリートの応力ひずみ関係を示す。

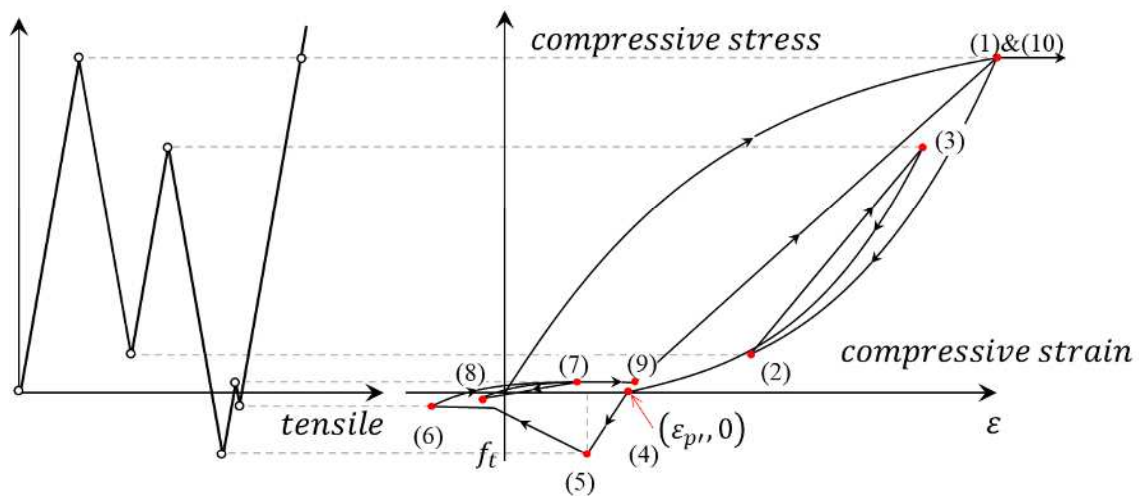


図-3.12 前川・福浦モデルで規定されるコンクリートの応力ひずみ関係

圧縮載荷 0~1 ($\varepsilon \leq \varepsilon_{cmax}$)

$$\sigma = KE(\varepsilon - \varepsilon_p) \quad (\text{式-3.28})$$

$$K = \exp\left(-0.73 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_c} \left(1 - \exp\left(-1.25 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_c}\right)\right)\right) \quad (\text{式-3.29})$$

$$\varepsilon_p = \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_c} - \frac{20}{7} \left(1 - \exp\left(-0.35 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_c}\right)\right)\right) \varepsilon_c \quad (\text{式-3.30})$$

圧縮除荷 1~2

$$\sigma = KE(\varepsilon - \varepsilon_p) \cdot \alpha \quad (\text{式-3.31})$$

$$\alpha = K^2 + \left(\frac{\sigma_0}{KE(\varepsilon_0 - \varepsilon_p)} - K^2\right) \left(\frac{\varepsilon - \varepsilon_p}{\varepsilon_0 - \varepsilon_p}\right)^2 \quad (\text{式-3.32})$$

圧縮再載荷 2~3

$$\sigma = \sigma_{cmax} - (\sigma_{cmax} - \sigma_0) \frac{\varepsilon_{cmax} - \varepsilon}{\varepsilon_{cmax} - \varepsilon_0} \quad (\text{式-3.33})$$

圧縮再除荷 3~4 同 1~2

引張載荷 4~6

$$\sigma = R_f f^{TFC}(\varepsilon - \varepsilon_p) \quad (\text{式-3.34})$$

引張除荷 6~7

$$\sigma = E_{b0}(\varepsilon - \varepsilon_p) \cdot \alpha + \sigma_b \quad (\text{式-3.35})$$

$$\sigma_b = -f_t \left(0.05 + 0.15 \frac{\varepsilon_{tmax} - \varepsilon_p}{5\varepsilon_u}\right) > -0.2f_t \quad (\text{式-3.36})$$

$$\alpha = \left(\frac{\sigma_0}{E_{b0}(\varepsilon - \varepsilon_p)}\right) \left(\frac{\varepsilon - \varepsilon_p}{\varepsilon_0 - \varepsilon_p}\right)^3 \quad (\text{式-3.37})$$

$$E_{b0} = \frac{\sigma_{tmax} - \sigma_b}{\varepsilon_{tmax} - \varepsilon_p} \quad (\text{式-3.38})$$

引張再載荷 7~8

$$\sigma = \sigma_{tmax} - (\sigma_{tmax} - \sigma_0) \frac{\varepsilon_{tmax} - \varepsilon}{\varepsilon_{tmax} - \varepsilon_0} \quad (\text{式-3.39})$$

引張再除荷 8~9 同 6~7

圧縮再載荷 9~10 同 2~3

ここで

ε : 要素の全ひずみ.

σ : 全ひずみ ε に対応する全応力.

ε_p : コンクリートの塑性ひずみ.

ε_0 : 増分開始する時の全ひずみ.

σ_0 : 増分開始する時 ε_0 に対応する応力.

f_c' : コンクリートの圧縮強度.

ε_c : f_c' に対応する一軸ひずみ.

ε_c と f_c' の関係は次式に示す.

$$\varepsilon_c = 2.0 \frac{f_c'}{E} \quad (\text{式-3.40})$$

ε_{tmax} : 今まで経験した最大引張ひずみ.

σ_{tmax} : ε_{tmax} 時の引張応力.

ε_{cmax} : 今まで経験した最大圧縮ひずみ.

σ_{cmax} : ε_{cmax} 時の圧縮応力.

ε_{tu} : 最大引張ひずみ.

f_t : コンクリートの引張強度.

E : ヤング率.

K : 損傷係数.

R_f : 引張強度低減係数.

f^{TFC} : 引張軟化関数.

本研究では、JSCE 基準に基づく実験を行い、JSCE 軟化曲線^[3.22]を採用した。JSCE 軟化曲線を図-3.13 に示す。

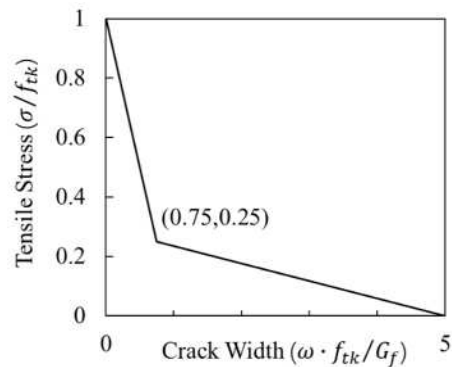


図-3.13 JSCE 引張軟化モデル

ここで、Maekawa-Fukuura Model 或いは分散ひび割れモデルを用いた場合、軟化曲線と軸に囲まれた範囲の面積は、要素内で消費されるエネルギーあるいは破壊エネルギー G_f^I と破壊エネルギーに等価になるように応力-ひずみ関係を設定するために用いられる要素長さに支配される。2次元一次要素の場合、 $h = \sqrt{2A}$ 、 A は要素の面積と定義される。

また、ひび割れが生じた場合は、主圧縮方向に鉛直方向の引張りひずみがコンクリート圧縮強度を低下させる。結果として、コンクリートの圧縮強度 f_p は内部変数 α_j のみの関数ではなく、横方向の引張損傷を支配する内部変数 $\alpha_{l,1}$ 及び $\alpha_{l,2}$ の関数でもある。横ひび割れによる圧縮強度の低減係数は $\beta_{\epsilon_{cr}} = \beta_{\epsilon_{cr}}(\alpha_{lat})$ 及び $\beta_{\sigma_{cr}} = \beta_{\sigma_{cr}}(\alpha_{lat})$ で表され、また、 $\alpha_{lat} = \sqrt{\alpha_{l,1}^2 + \alpha_{l,2}^2}$ により与えられる平均横損傷変数の関数である。

本研究で用いた汎用解析コード DIANA では、横ひび割れによるコンクリート強度の低減モデルは^[3.23]に提案した Vecchio & Collins モデルと、日本土木学会 (JSCE) の 2012 年制定コンクリート標準示方書により提案した JSCE モデル二種類ある。本研究では、コンクリート標準示方書に基づく実験を行ったので、図-3.14 に示す JSCE 低減モデルを採用した。

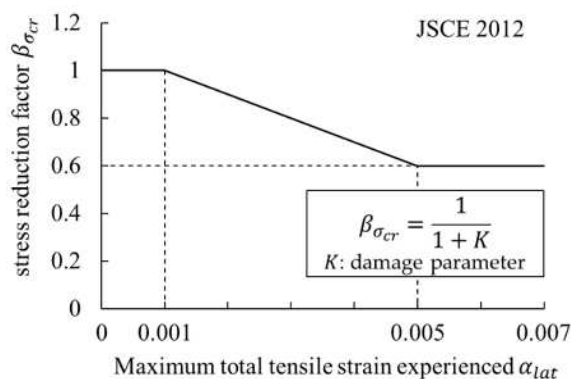


図-3.14 JSCE 2012 横ひび割れによるコンクリート強度低減モデル

また、コンクリートのせん断行為は前川らに提案した接触密度モデルを採用した^[3,24]。このモデルは図-3.15 に示すように、規格化されたせん断ひずみ ω とせん断応力 τ 間の非線形関数式を定義した。

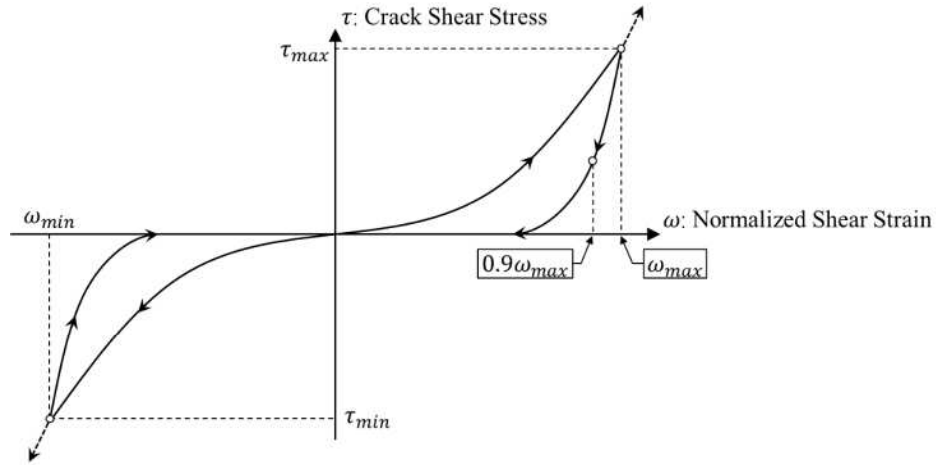


図-3.15 前川接触密度モデル

このモデルでは、規格化されたせん断ひずみ ω の大きさによって、载荷、除荷、再载荷の関数式が異なる。

$$\tau = \begin{cases} f_{st} \frac{\omega^2}{1 + \omega^2} & \text{if } \omega > \omega_{max} & \text{(Loading)} \\ \tau_{max} \frac{\omega - 0.85\omega_{max}}{0.15\omega_{max}} & \text{if } 0.9\omega_{max} < \omega < \omega_{max} & \text{(Unloading/Reload)} \\ \frac{1}{3} \tau_{max} \left(\frac{\omega}{0.9\omega_{max}} \right)^9 & \text{if } \omega < 0.9\omega_{max} & \text{(Unloading/Reload)} \end{cases} \quad \text{(式-3.41)}$$

規格化されたせん断ひずみ ω がひび割れせん断ひずみ γ_{cr} とひび割れひずみ ε_t に決められる。

$$\omega = \frac{\gamma_{cr}}{\varepsilon_t} \quad \text{(式-3.42)}$$

また、 f_{st} はコンクリート強度により決められた材料係数であり、最大せん断強度 τ_{max} は f_{st} から計算される。

$$f_{st} = 3.8^3 \sqrt{f_c} \quad \text{(式-3.43)}$$

$$\tau_{max} = f_{st} \frac{\omega_{max}^2}{1 + \omega_{max}^2} \quad \text{(式-3.44)}$$

3.3.2. 補強筋のモデル化

RC 構造物の有限要素解析の場合、鉄筋の材料モデルについては、対称バイリニアのモデルがよく使われている。鉄筋の応力が降伏強度に達すると、剛性が一定の割合で低下する。除荷する時は、除荷履歴は原点指向型でモデル化されることが多い。しかし、繰り返し载荷を受ける場合には、降伏した鉄筋の残留ひずみを考慮する必要があるため、**図-3.16** に示すような剛性低下型の対称バイリニアモデルを用いてモデル化を行った。

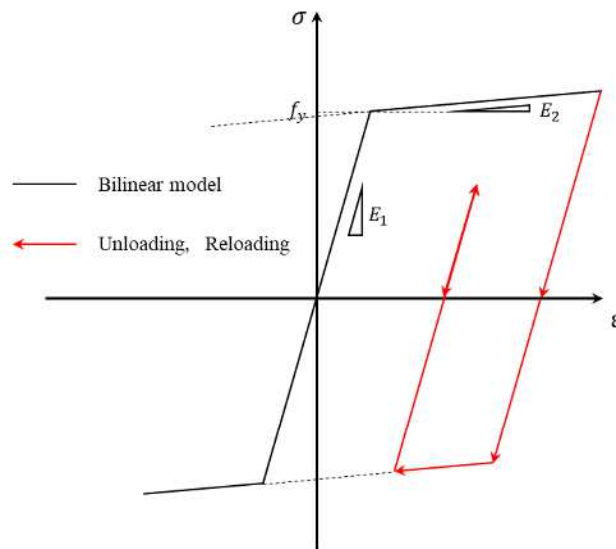
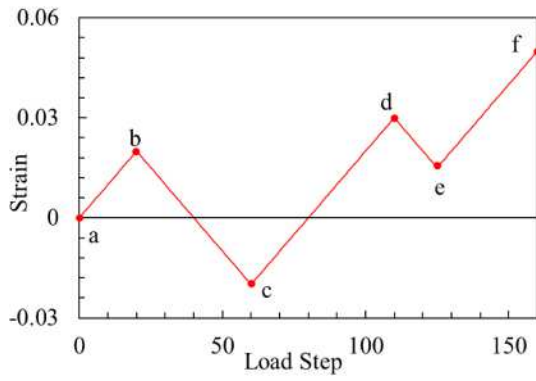


図-3.16 対称バイリニアモデル鉄筋材料モデル

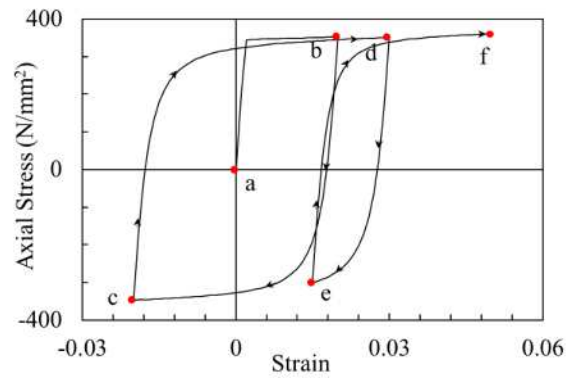
しかし、補強筋材料のモデル化については、非線形有限要素法に基づく RC 構造物の解析結果を精度よく求めるためには、軸方向鉄筋の構成則を適切にモデル化することが重要である。特に鉄筋のような棒状金属材料は一度ある方向に塑性変形を与えたのち、逆方向の荷重を加えると、再び同方向に荷重を加えたときより塑性変形が低い応力でおこる現象がバウシinger効果という。

一般に材料が降伏した後、除荷から再载荷、そして再度塑性化する過程において、**図-3.17** に示すように、除荷履歴は滑らかな曲線となる。このため、この様な効果を考慮した様々な材料非線形モデルが提案されてきた^[3.25]。1970年代には^{[3.26][3.27]}が、バウシinger効果を考慮した構成則を提案し、陽関数を使って簡単に計算できて、鉄筋コンクリート構造物の有限要素解析によく用いられている。

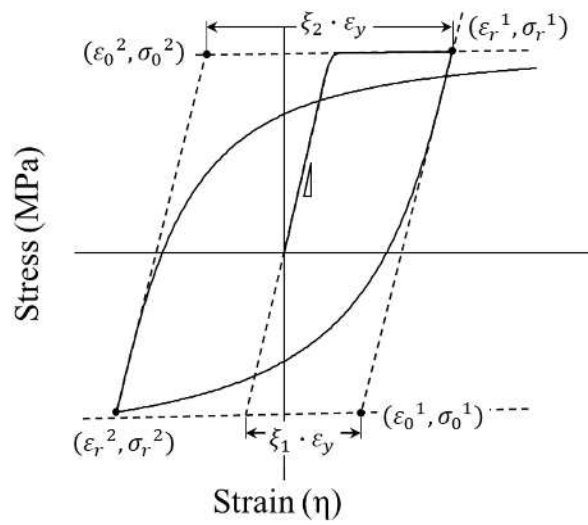
なお、本研究では Menegotto-Pinto モデルを用いた。このモデルでは、同図の (a) に示したような载荷履歴を与える時、鉄筋の応力-ひずみ関係は同図の (b) のように表される。各载荷除荷サイクルでのモデルの関数式は同図の (c) のように定義される。



(a) 荷重・除荷・再荷重履歴



(b) 鉄筋の応力-ひずみ履歴



(c) 各サイクルの Menegotto-Pinto モデルパラメータ

図-3.17 Menegotto-Pinto 鉄筋材料モデル

Menegotto-pinto モデルは無次元的な比例応力 σ^* と比例ひずみ ε^* で定義される, 载荷方向が変わることで, 材料パラメータも更新する.

$$\varepsilon^* = \frac{\varepsilon - \varepsilon_r^n}{\varepsilon_y^{n+1} - \varepsilon_r^n} \quad (\text{式-3.45})$$

$$\sigma^* = \frac{\sigma - \sigma_r^n}{\sigma_y^{n+1} - \sigma_r^n} \quad (\text{式-3.46})$$

$$\sigma^* = b\varepsilon^* + \frac{(1-b)\varepsilon^*}{(1 + \varepsilon^{*R})^{\frac{1}{R}}} \quad (\text{式-3.47})$$

$\sigma_r^n, \varepsilon_r^n$: 最後 (第 n サイクル) の载荷反転点の応力とひずみ.

$\sigma_y^{n+1}, \varepsilon_y^{n+1}$: 最後 (第 n サイクル) の载荷反転後更新された降伏応力と降伏ひずみ.

b : 鉄筋の硬化係数.

R : バウシンガー効果を表すパラメータ (以下バウシンガー係数と言う).

$$R = R^0 - \frac{A_1 \xi_p^{max}}{A_2 + \xi_p^{max}} \quad (\text{式-3.48})$$

$$\frac{\sigma_{sh}}{\sigma_{y0}} = A_3 \cdot \left(\frac{\varepsilon_{max}^t}{\varepsilon_{y0}} - A_4 \right) \quad (\text{式-3.49})$$

R^0 : 初期バウシンガー係数 (毎サイクル更新).

ξ_p^{max} : 半周期内で発生した最大塑性ひずみ.

$A_1 \sim A_2$: 材料定数.

$A_3 \sim A_4$: 材料の等方硬化定数.

$\sigma_{y0}, \varepsilon_{y0}$: 初期降伏応力とひずみ.

σ_{sh} : 等方硬化により応力の増加量.

ε_{max}^t : 载荷反転点までの最大塑性ひずみ.

3.3.4. 軸方向鉄筋とコンクリート間の付着—すべり挙動のモデル

鉄筋とコンクリート間の付着応力—すべりに関する数値モデルは、最初の線形モデルからバイリニアや非線形モデルまで、さまざまな方法で研究されており、最終的に、付着破壊による付着強度の低減を考慮できる数値モデルが、この分野で最も使われているアプローチである。

前世紀五六十年代から、有限要素法の発展に伴い、付着現象を考慮した RC 構造物の非線形有限要素解析に対するは精度いい付着—すべりモデルが必要であり、付着—すべりのモデル化に関する検討が極めて重要な研究課題になっている。

Nilson が Bresler と Bertero の鉄筋抜け出し実験に基づいて初めて以下のような付着応力—すべり量の多項式を提案した^[3.5]。

$$\tau = 9.78 \times 10^2 s - 5.72 \times 10^4 s^2 + 8.35 \times 10^5 s^3 \quad (\text{式-3.50})$$

τ : 付着強度 (MPa)

s : すべり量 (mm)

その後、Houde も鉄筋の抜け出し実験に基づいて、下式のようにコンクリート強度を考慮した付着応力—すべり量の多項式を導き出した^[3.29]。

$$\tau = (5.29 \times 10^2 s - 2.51 \times 10^4 s^2 + 5.84 \times 10^5 s^3 - 5.46 \times 10^6 s^4) \sqrt{\frac{f_c}{42.3}} \quad (\text{式-3.51})$$

ここで、 τ : 付着強度 (MPa), s : すべり量 (mm), f_c : コンクリートの圧縮強度 (MPa) である。

T.P.Tassios は、実験の結果と有限要素解析結果を組み合わせ、**図-3.18(a)**^[3.30]に示す付着破壊の全過程を表す六段線のモデルを提案した。また、定着長さの影響を考慮するため同図(b)に示す定着係数 λ を提案している。

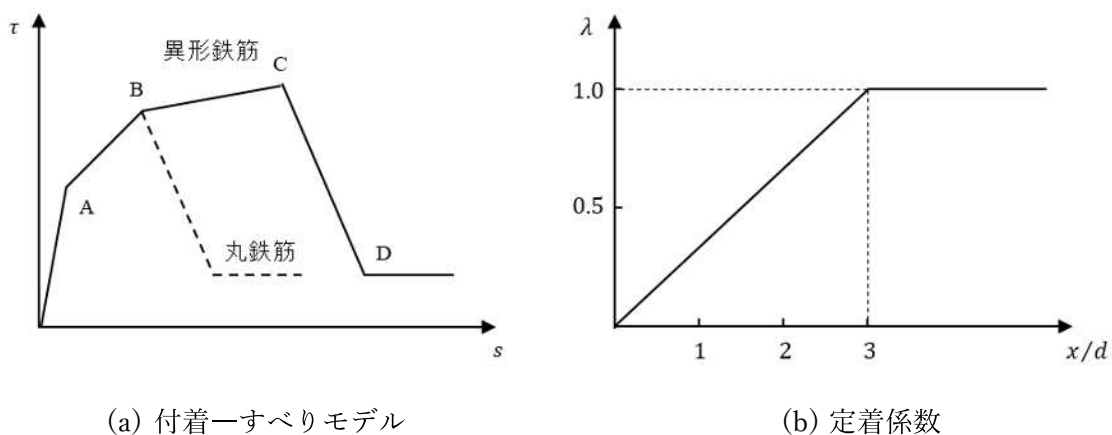


図-3.18 Tassios の付着—すべりモデル

Hawkins が定着長さは付着性能に与える影響を研究するために、短い定着長さの抜け出し実験を行った、その結果に基づく、**図-3.19**のような三段式 τ - s モデルを提案した^[3.31]。

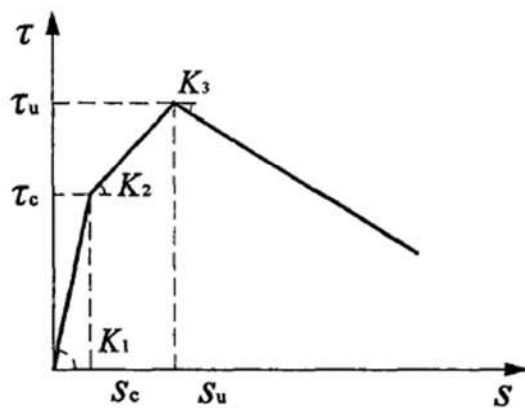


図-3.19 Hawkins と Lin の付着—すべりモデル

島らは、**図-3.20**に示す鉄筋の直径、コンクリート強度及び定着長さを変化させ RC 一軸部材の引抜き実験を行い、下式の付着応力-すべり関係式を提案した。この関係式は縦ひび割れが発生しないマッシュピなコンクリート中に十分定着された鉄筋に対する適用できる^[3.32]。

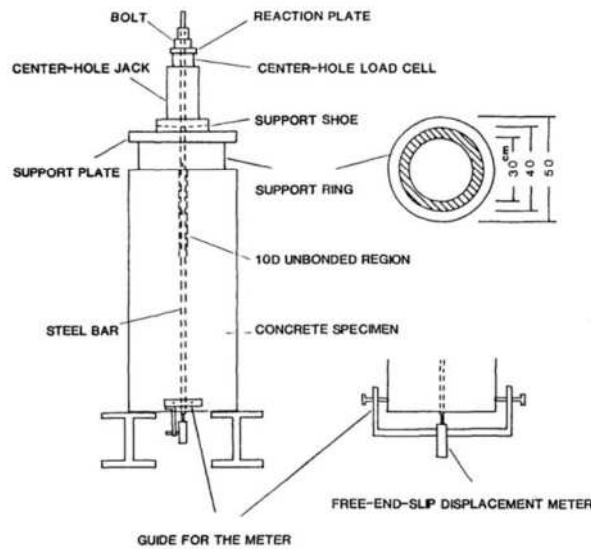


図-3.20 マッシュピなコンクリートからの引抜き実験

$$\tau = 0.9f'_c{}^{2/3} \left(1 - e^{-40 \left(\frac{S}{D} \right)^{0.6}} \right) \quad (\text{式-3.52})$$

τ : 付着応力 (N/mm²)

f'_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

S : すべり量(mm)

D : 鉄筋の直径(mm)

また、島らは、同実験装置で鉄筋降伏後の付着応力-すべり-ひずみの関係式を、下式のように提案している^[3.33]。

$$\tau/f'_c = 0.73(\ln(1 + 5s))^3 / (1 + \varepsilon \times 10^5) \quad (\text{式-3.53})$$

τ : 付着応力 (N/mm²)

f'_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

ε : 鉄筋のひずみ

s : 1000S/D

S : すべり量(mm)

D : 鉄筋の直径(mm)

ドイツ学者 Eligehausen 多くの実験を行い、荷重方式、荷重履歴、荷重の幅、配筋率、側面圧力等に付着—すべりに与えられる影響を検討し、**図-3.21**に示すような四段式 Bond Stress-Slip モデルを提案した、このモデルは横拘束係数 β に基づく、付着強度を導き出した。付着割裂破壊は主に、 $\beta = 0$ のは非拘束状況 (unconfined)、この時抜け出し破壊が発生する^[3.34]。

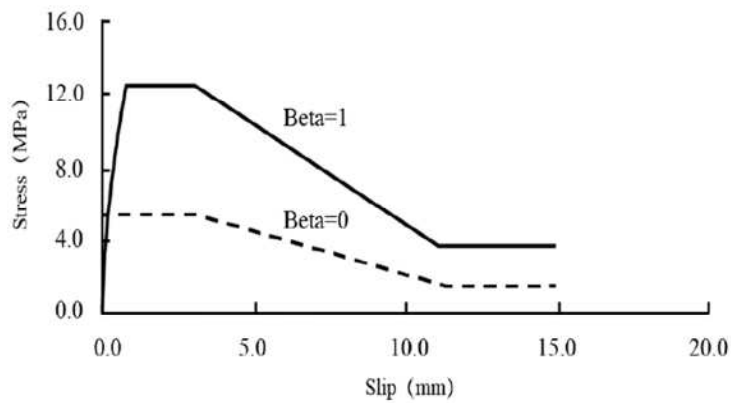


図-3.21 Eligehausen 付着—すべりモデル

$$\tau(s) = \begin{cases} \tau_1(\mu/\mu_1)^\alpha \\ \tau_1 \\ \tau_1 - \left[\frac{(\mu - \mu_2)}{(\mu_3 - \mu_2)} (\tau_1 - \tau_2) \right] \\ \tau_2 \end{cases} \quad (\text{式-3.54})$$

τ : 付着強度 (MPa)

μ : すべり量 (mm)

$\alpha = 0.4$

$\mu_1, \mu_2, \mu_3, \tau_1, \tau_2$ は材料パラメータ、鉄筋の形状によって決まる。

1990 年に、ヨーロッパ国際コンクリート委員会 (CEB) と国際プレストレストコンクリート連合 (FIP) が協同して作成したコンクリート構造に関する基準が、CEB/FIP モデルコードと呼ばれるものであるが提案した^[3.35]。このモデルは Eligehausen のモデルを基づく、**図-3.22** に示すような四段式付着—すべりモデルである、計算式は(式-3.55 に示す。

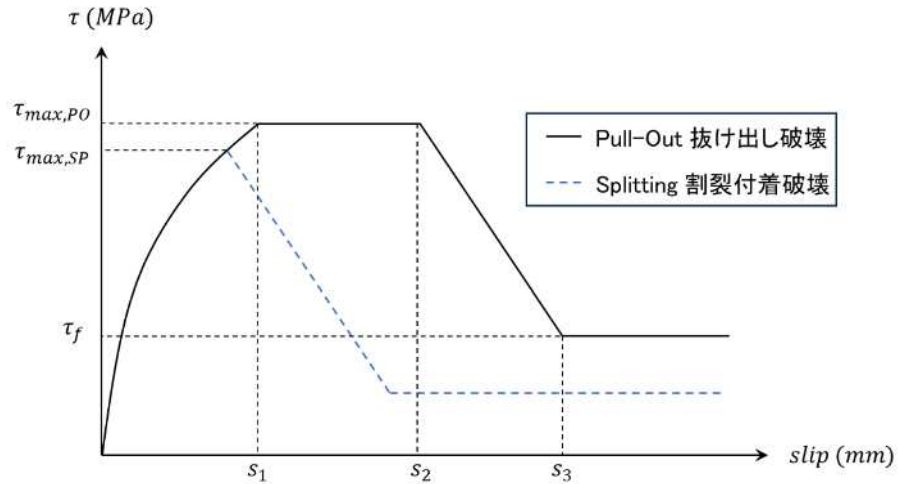


図-3.22 CEB-FIP 1990 付着—すべりモデル

$$\tau(s) = \begin{cases} \tau_{max}(s/s_1)^\alpha & 0 \leq s < s_1 \\ \tau_{max} & s_1 \leq s < s_2 \\ \tau_{max} - \left[\frac{(s-s_2)}{(s_3-s_2)} (\tau_{max} - \tau_f) \right] & s_2 \leq s < s_3 \\ \tau_f & s_3 \leq s \end{cases} \quad (式-3.55)$$

τ : 付着応力 (MPa)

τ_{max} : 最大付着強度 (MPa)

τ_f : 付着強度 (MPa)

s : すべり量 (mm)

α : 材料付着特性係数 ($0 < \alpha < 1$)

また、2010 年に、CEB-FIP コンクリート設計基準が修正された^[3.36]。鉄筋のひずみが付着強度に与える影響を考慮するために、鉄筋のひずみによる付着強度の低減係 Ω_s を採用した、 Ω_s の計算式は下式に示す通り、鉄筋ひずみが増加に伴い、付着強度が低下することを再現した。

$$\tau_{bm} = \tau_0 \cdot \Omega_s \quad (\text{式-3.56})$$

$$\Omega_s = \begin{cases} 1.0 & \text{for } \varepsilon_s < \varepsilon_{sy} \\ 1.0 - [0.85 \cdot (1 - e^{-5ab})] & \text{for } \varepsilon_{sy} \leq \varepsilon_s < \varepsilon_u \end{cases} \quad (\text{式-3.57})$$

$$a = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{sy}}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sy}}, b = \left[2 - \frac{f_t}{f_y} \right]^2 \quad (\text{式-3.58})$$

そこで,

τ_{bm} : 修正付着応力

Ω_s : 鉄筋のひずみによる付着強度の低減係数

τ_0 : 鉄筋の損傷

ε_s : 鉄筋のひずみ

ε_{sy} : 鉄筋降伏ひずみ

ε_{su} : 鉄筋終局ひずみ

f_t : 鉄筋の引張強度

f_y : 鉄筋の降伏強度

以上のことから、鉄筋の降伏による付着強度の低減を考慮すると、**図-3.23** に示すような三次元 Bond Stress-Slip-Strain モデルが構築できた。

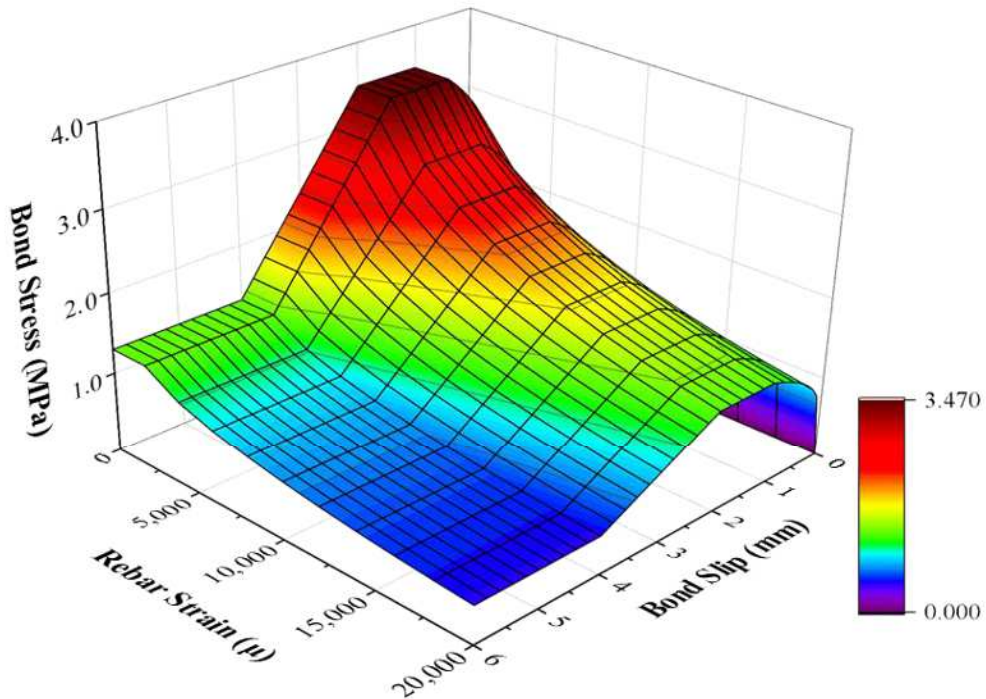


図-3.23 Bond Stress-Slip-Strain モデル

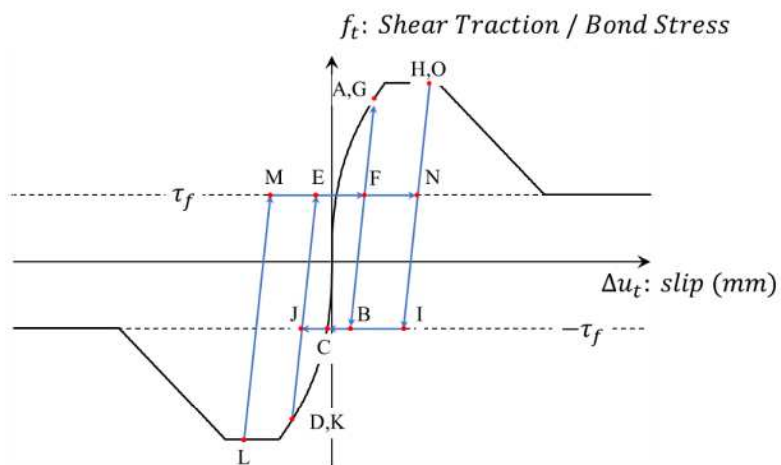


図-3.24 CEB-FIP モデルの繰り返し履歴

CEB-FIP 2010 Code 付着—すべりモデルの除荷再載荷挙動は、**図-3.24**に示すように、載荷履歴中すべり量の最大最小値および対応する付着応力がパラメータであり、反対側の最大付着強度 (τ_{max} 或いは $-\tau_{max}$) に達するまでには、初期剛性と等しい線形剛性で除荷される。

日本で行われた付着—すべりに関する研究では、島らモデルを数多く使われているが、マシンブなコンクリートからの抜け出し実験に基づいたモデルのため、柱やはりなど、複数鉄筋を有する RC 構造物の再現解析に対しては、付着強度が過大評価されるほか、かぶり厚さの影響^[3,37]も検討しにくい。

一方、本章の研究対象は、細径鉄筋を有する密配筋した RC 柱では、鉄筋の抜け出し（付着破壊）による付着強度の低減、更に RC 柱の変形性能及び変形モードへの影響を考察するために、ここでは、CEB-FIP 2010 三次元モデルを採用した。

本研究では、CEB-FIP モデルをベースに実装した付着—すべりモデルは、繰り返し荷重作用下における付着応力—すべり関係をモデル化したものである。鉄筋の付着すべり量に応じて、最大付着応力度（付着強度）や、付着応力度が低減する効果が考慮されているが、その低下度は鉄筋のひずみ量に依存している。解析コード DIANA では、鉄筋のひずみ量に応じて付着強度および付着強度低下域の剛性低下率を変化させることが出来なかったため、 4000μ における付着強度および付着応力度の低下率を採用し、最大付着強度を 3.47MPa 算出した。なお、 4000μ 時のものを採用したのは、**図-2.11** (a) の赤線に示すように、実験時の北側鉄筋が座屈する前 ($0.25\%\text{Drift}\sim 3.0\%\text{Drift}$) のひずみレベルが平均して 4000μ だったことを根拠としている。

3.4 有限要素解析による RC 柱供試体の正負交番載荷実験の再現とこれに基づく考察

3.4.1. 解析の概要

本章の解析に用いた解析モデルを図-3.25 に示す。載荷実験では、載荷中に供試体が転倒しないように供試体フーチング部を PCM 鋼棒で拘束している。フーチング底面と上表面一定幅における水平及び鉛直方向の変形とを拘束し、載荷位置に完全弾性な載荷板（応力集中現象を避けるため）を取り付け、その中心に変位載荷と変位拘束を設置した。これに、2.2 節で詳述した載荷変位を変位制御により与え、繰り返し計算により正負交番載荷実験時の RC 柱供試体の曲げ変形挙動の再現を行った。なお、各変位 step における変位量と変位拘束により生じた反力（実際に与えた力）を出力することとした。また、実験と同じ RC 柱の軸方向応力度が 1 MPa 程度となるように、解析モデルの頂端に、160kN 相当の軸力を与えるために分布荷重を与えた。

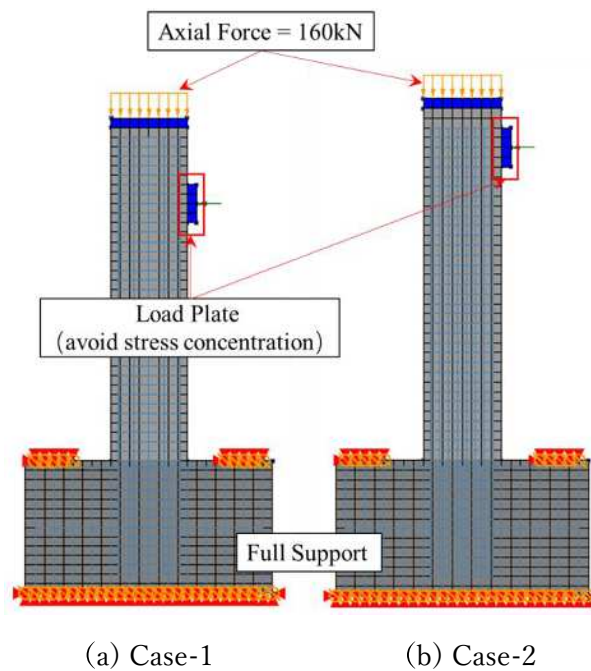
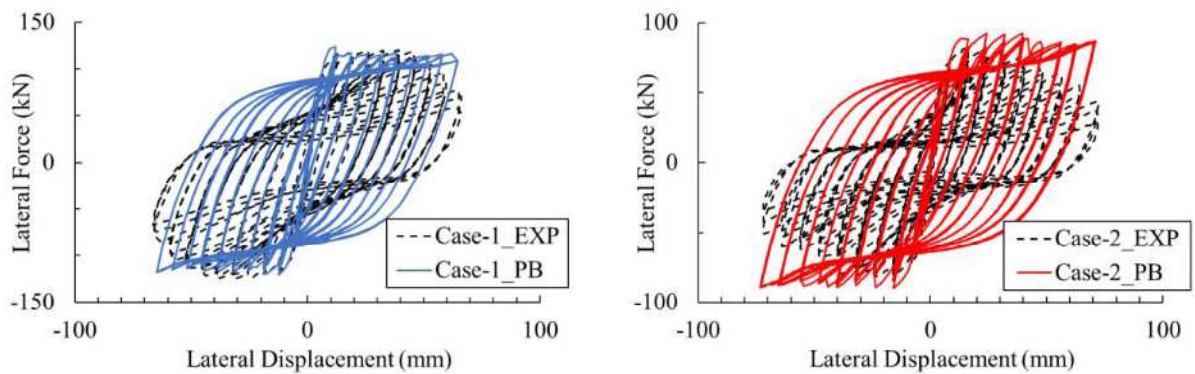


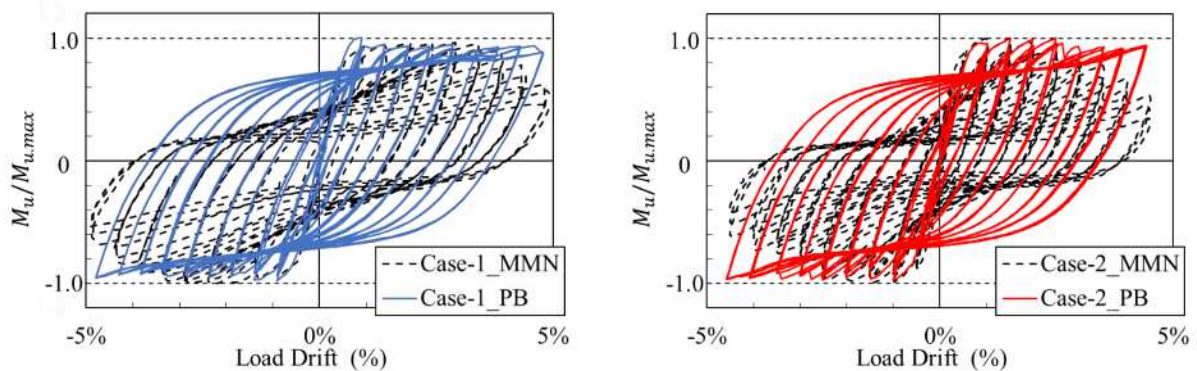
図-3.25 解析モデル

3.4.2. 鉄筋を完全付着と仮定した場合の解析結果の考察

異なる配筋の RC 柱を対象として、鉄筋とコンクリート間付着—すべり現象が RC 柱曲げ変形挙動に与える影響を定量化評価するため、まずは鉄筋とコンクリートを完全付着として解析を行った、得られた Case-1 および Case-2 の両供試体の荷重位置荷重 - 変位履歴と規格化された M-Drift (水平力-水平変位) 関係の履歴を図-3.26 に示す。軸方向鉄筋の幾何的非線形を考慮してないため、Case-1 供試体の解析結果については、ドリフト 4.0%以降隅部軸方向鉄筋の座屈現象により生じた耐力低下現象を再現できなかったが、最大及び最小水平耐荷力を精度よく再現できている。また、水平耐力は実験と同じように、3.5%ドリフトまで耐荷能力を保つ様子を再現できている。細径鉄筋を密に配置した Case-2 供試体の解析結果でも、Case-1 と同様に最大最小水平耐荷力を再現できている一方で、実験時に観察された 2.5%ドリフトからの耐荷力低下現象については再現できていない。



(a) 荷重変位履歴



(b) 規格化された M-Drift 履歴

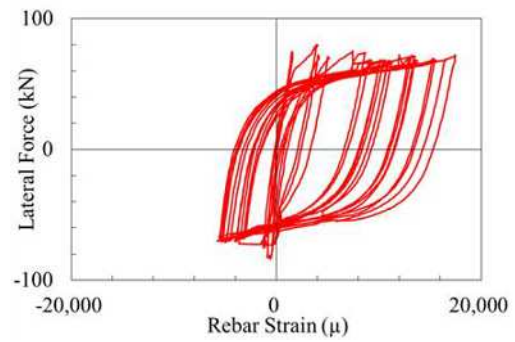
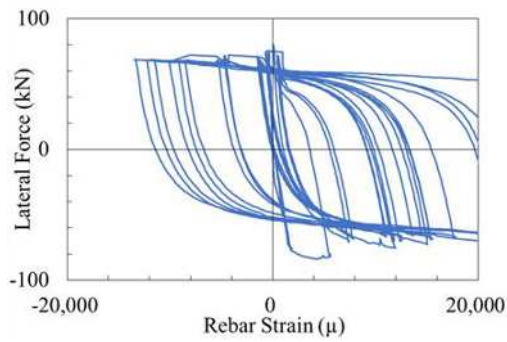
(1) Case-1

(2) Case-2

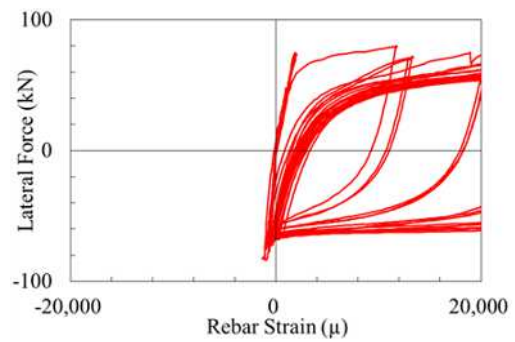
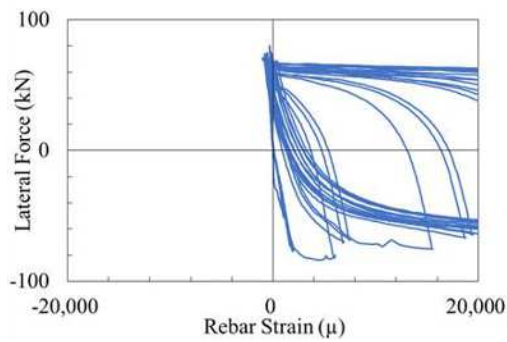
図-3.26 鉄筋完全付着の解析結果 (荷重変位履歴と規格化された M-Drift 履歴)

両供試体の除荷再載荷時の履歴については、除荷再載荷初期（第 1,3 象限）の剛性をよく一致となっているが、第 2 および第 4 象限の荷重変位履歴は実験結果に比べて大きく外側に膨らんでおり、繰り返し載荷中の剛性低下によって、供試体除荷再載荷履歴の逆 S 字形のカーブを再現できず、RC 柱のエネルギー吸収能力の過大評価されている。

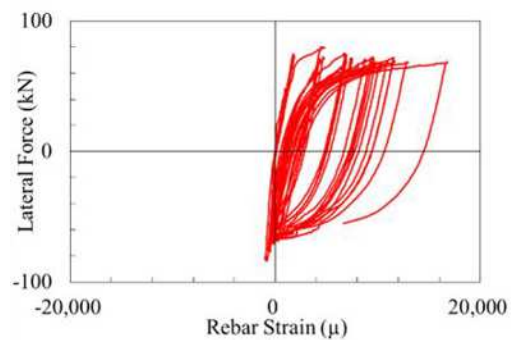
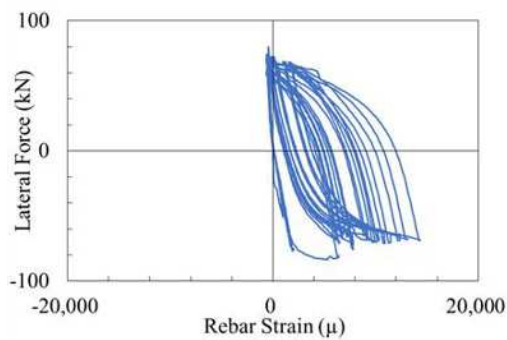
解析で得られた各高さ位置の Case-2 の軸方向鉄筋ひずみ-水平力の履歴は図-3.27 に示す。実験結果（0mm 位置）では、南側鉄筋はほぼ弾性変形を示していたに対して、解析結果は、南北両側の軸方向鉄筋が大きく塑性化した。図-2.11 と図-2.12 に示したように、実験では鉄筋の損傷が殆ど柱基部位置に集中するに対して、解析では、柱基部位置から高さ 100mm 位置の鉄筋の塑性化が大きくて、荷重変位履歴は概ね一致しているものの、軸方向鉄筋の損傷状況は再現出来ていないと判断できる。ただし、解析結果の鉄筋の損傷は基部から高さ 200mm 位置までに集中しており、写真-2.1 に示した実験時の損傷領域と概ね整合している。



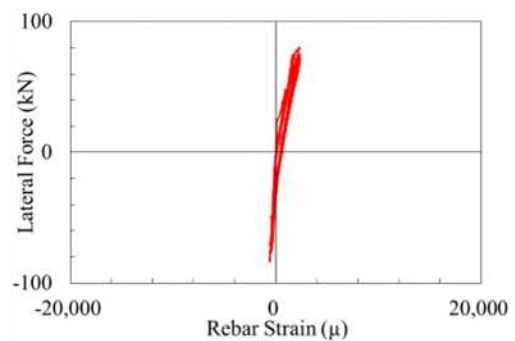
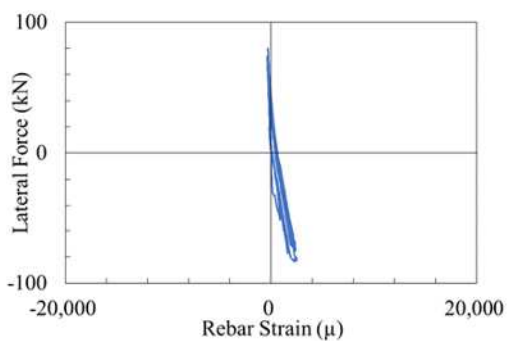
(a) 柱基部位置



(b) 柱基部から高さ100 mm位置



(c) 柱基部から高さ200 mm位置



(d) 柱基部から高さ300 mm位置

(1) 南側軸方向鉄筋

(2) 北側軸方向鉄筋

図-3.27 Case-2 鉄筋完全付着の解析結果 (軸方向鉄筋ひずみ-水平力履歴)

3.4.3. 付着抜け出し破壊モードと付着割裂破壊モードの解析結果の考察

前節で詳述した通り、D13の軸方向鉄筋を有する供試体（Case-1）を対象とした構造解析では載荷実験時のRC柱供試体の変形挙動を精度良く再現できた。しかし、D10の細径軸方向鉄筋を有する供試体（Case-2）を対象とした構造解析は、最大耐力経験（Drift2.0%）後の変形挙動とりわけ耐力低下とピンチング挙動を再現できていない。これは、2章の実験結果の考察において説明してきた通り、軸方向鉄筋～コンクリート間の付着－すべり挙動がRC柱供試体の変形挙動に及ぼす影響が考慮できていないことが原因と推察される。本節では、軸方向鉄筋～コンクリート間の付着－すべり挙動を考慮した解析を通じて、付着－すべり挙動がRC柱供試体の損傷メカニズム、耐力や変形性能に及ぼす影響について考察をおこなう。

軸方向鉄筋～コンクリート間の付着－すべり挙動、とりわけ破壊形式は、付着抜け出し破壊と付着割裂破壊の二つに大別される。付着抜け出し破壊（Pull-Out Bond Failure Mode）は鉄筋コンクリート構造物の付着破壊種類の一つである。このタイプの付着破壊では、初期段階で付着応力が最大付着応力値に向けて線形または非線形で増加した。その後、すべり量がさらに増加するにつれて、付着応力が最大付着応力を一定期間保持した後、緩めに減少し始めた、最後、残留付着強度程度までに低下し、鉄筋が完全にコンクリートから抜け出された。

実際のRC柱の繰り返し載荷実験では、鉄筋周りのひび割れ状況を確認することは困難であるため、ここでは、まずは鉄筋が付着抜け出し破壊（Pull-Out Bond Failure Mode）を仮定して解析を行った。

前述した通り、本研究では、付着破壊後の付着強度低下を考慮するため、CEB-FIP 2010モデルを用いた。付着－すべり現象が柱境界部位置に集中することを考えた上で、**図-2.11**に示すように、北側に配置された軸方向鉄筋が一度大きな塑性変形が発生しているが、同鉄筋のはらみだし現象（座屈現象、ひずみがマイナス側にシフト）が発生する前に、鉄筋のひずみが殆ど 4000μ に止まっていたため、 4000μ を鉄筋の平均損傷レベルとして、実験に使用されたコンクリート材の圧縮試験から得られた平均コンクリート強度 27.6MPa に基づいて、最大付着応力 $\tau_{max}=3.47\text{MPa}$ 、残留付着強度 $\tau_f=1.388\text{MPa}$ を算出した。簡略化の2Dモデルは**図-3.28**に示す。

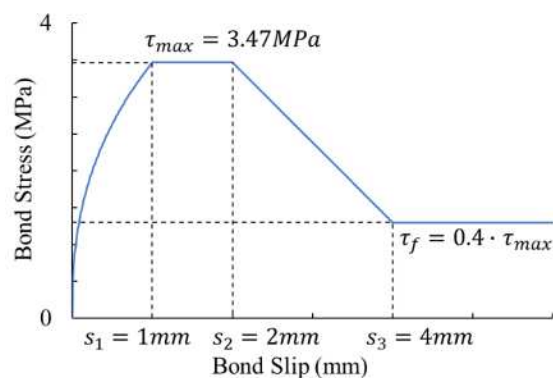


図-3.28 抜け出し破壊付着－すべりモデル（Pull-Out Bond Failure Mode）

解析で得られた荷重位置での荷重変位関係の履歴を**図-3.29**に示す。Case-1 供試体の解析結果は、最大最小耐荷力が実験結果と若干異なるが、3.5%ドリフトまで安定した耐荷性能を維持されており、これは実験結果と整合する結果となった。また、4.0%ドリフトから耐荷性能の劣化も再現できている他、除荷再載荷の履歴についても、同図(a)に示した鉄筋とコンクリート完全付着の解析結果に比べ、剛性低下現象（ピンチング現象）をよく再現できている、RC柱のエネルギー吸収能力を正しく評価できた。

一方、同図(b)に示した細径鉄筋密配筋した供試体 Case-2 の解析結果は前節の解析結果とほぼ同じで、鉄筋とコンクリート間付着破壊レベルやそれに变形挙動に与えられた影響に考慮不足だと考えられる。ただし、最大最小耐荷力が前節の解析結果に比べて精度が向上し、除荷途中の逆S字カーブを再現できなかったが、除荷再載荷初期の剛性が実験とほぼ一致となっている。

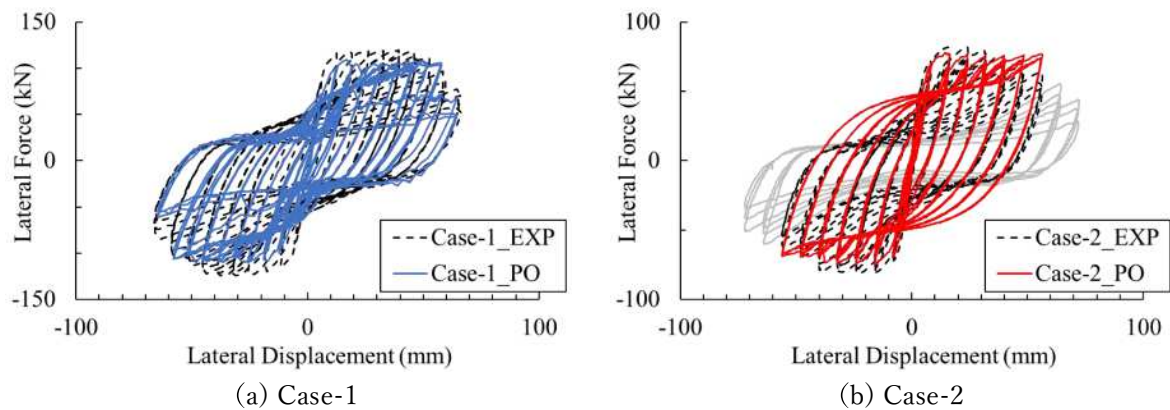


図-3.29 荷重変位履歴（付着抜け出し破壊モード）

一方、解析で得られた Case-2 供試体基部位置南北両側軸方向鉄筋のひずみ履歴を**図-3.30**に示す。**図-3.27(a)**完全付着の解析結果に比べ、引張ひずみと圧縮ひずみレベルが小さくなり、殆ど引張側にシフトしていった、これは、**図-2.11**に示した北側軸方向鉄筋座屈する前のひずみ履歴と整合する結果になっているが、南北両側の軸方向鉄筋のひずみが基本対称的になっており、南側軸方向鉄筋の損傷が過大評価された一方、実験で観測された両側鉄筋の非対称損傷を再現できなかった。

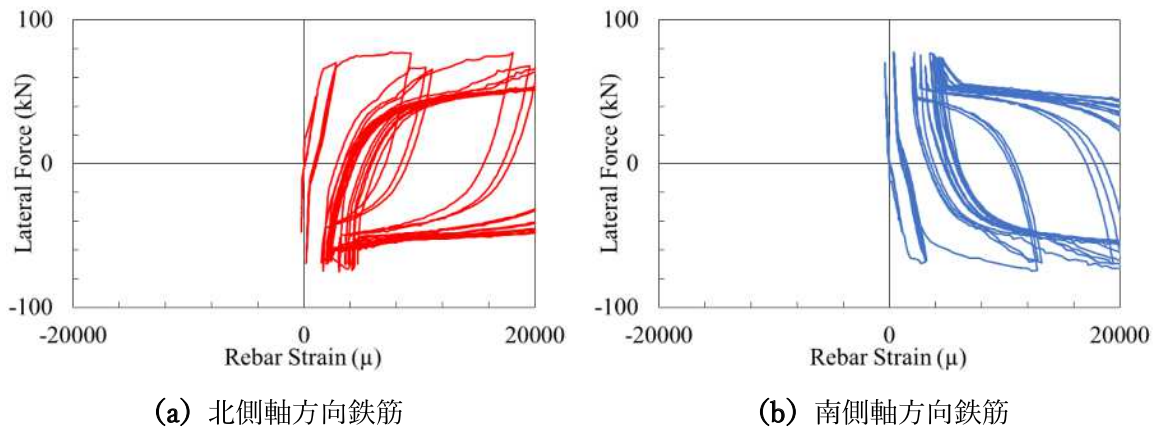


図-3.30 Case-2 の柱基部位置軸方向鉄筋ひずみ-水平力履歴
(付着抜け出し破壊モード)

鉄筋とコンクリート間の結合性能、鉄筋の径と配置密度に大きく影響されており、鉄筋径が大きいほど、鉄筋とコンクリートの接触面の単位長さ当たりの摩擦力が小さくなり、付着抜け出し破壊が発生しやすくなる。一方、細径鉄筋の場合は、単位長さ当たりの摩擦力が大きく、接合強度も高まり、接合破壊（付着抜け出し破壊）が発生する前にコンクリートが圧壊し、付着割裂破壊（Splitting Failure Mode）が発生する可能性が高い、更に、軸方向鉄筋を密に配置することで、コンクリート構造内の応力集中が顕著となり、鉄筋に並んでいる方向コンクリートに水平ひび割れも貫通しやすく、付着割裂破壊の可能性が更に高くなる。また、Case-2 供試体実験終了時柱とフーチングの境界部に貫通的な水平ひび割れが観測されていることから、細径鉄筋を有する密配筋した Case-2 供試体は付着割裂破壊したものと仮定する。

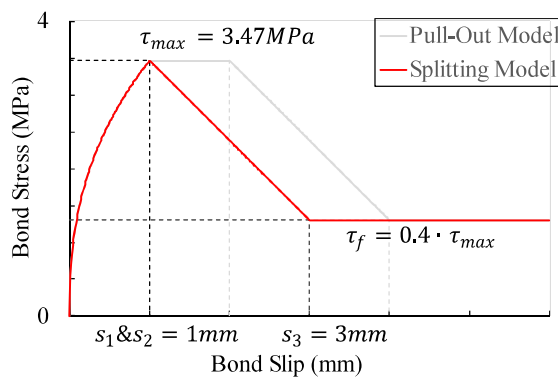


図-3.31 割裂破壊付着—すべりモデル（Splitting Failure Mode）

図-3.31 は解析に用いた割裂破壊付着—すべりモデルである。最大付着強度と残留付着強度が前節と同じように設定し、付着抜け出し破壊モードと違い、付着強度の維持区間 (S1-S2) がなくて、最大付着強度に達した後、結合性能が低下する。

解析で得られた荷重位置の荷重変位履歴と柱基部位置の南北両側軸方向鉄筋ひずみ-水平力履歴

歴をそれぞれ図-3.32 と図-3.33 に示す。

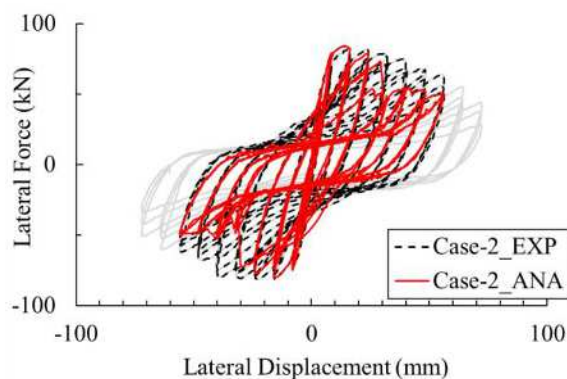
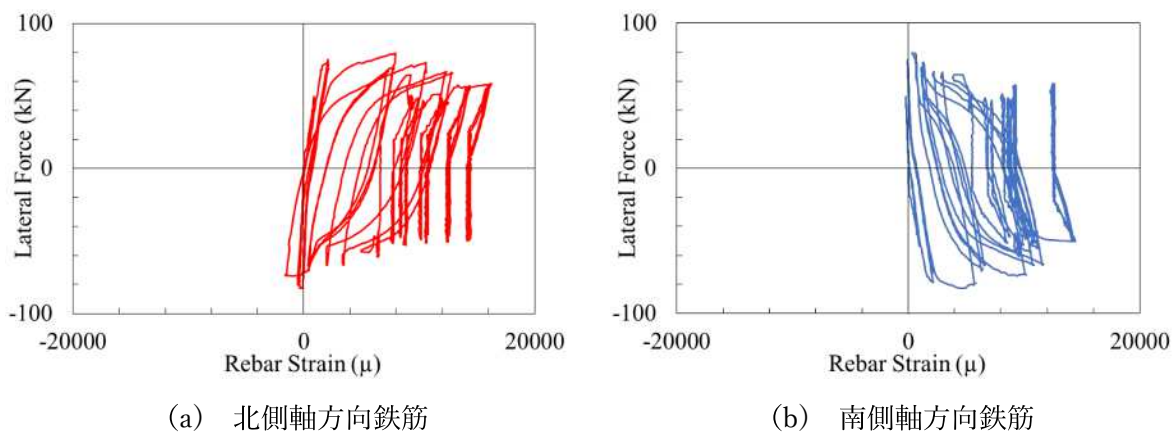


図-3.32 Case-2 荷重変位履歴（付着割裂破壊モード）



(a) 北側軸方向鉄筋

(b) 南側軸方向鉄筋

図-3.33 Case-2 の柱基部位置軸方向鉄筋ひずみ-水平力履歴
（付着割裂破壊モード）

荷重変位履歴については Drift 2.5 %～3.5 % の荷重過程で耐力低下が生じているために、各ドリフトの最大・最小水平耐力に達していないが、除荷再荷重過程での剛性低下により発生したピンチング現象を概ね再現出来ている。また、南北両側ともに軸方向鉄筋ひずみ-水平力履歴が引張側へとシフトしていて、図-3.27(a)に示した鉄筋完全付着の解析結果とは大きく異なって、同図(c)に示した北側軸方向鉄筋のひずみ履歴では、3.0 %ドリフト荷重段階まで同履歴が引張側にシフトする様子が観察されており、実験結果と整合している。しかし、南側の軸方向鉄筋も同等程度の損傷(同レベルのひずみ)となっており、南側の軸方向鉄筋の損傷が過大に評価されている。

図-3.34 には、1.0%、1.5% 及び 2.0%ドリフト荷重時の軸方向鉄筋とコンクリート間の付着すべり量の分布コンター図を示す。なお、正值（青色）は押し込み時の、負値（赤色）は引き抜き時のすべり量をそれぞれ表している。同図(a)に示した通り 1.0%ドリフトの時、すべりが既に発生していて、柱とフーチングの境界部位置に集中している。同図(b)に示すように 1.5%ドリフト

載荷時点では、圧縮側最外縁鉄筋にのみ押し込みによるすべりが発生しているが、そのすべりはフーチング表面から 300 mm 程度の領域に限られている。しかし、2.0%ドリフト載荷になると、圧縮側最外縁の軸方向鉄筋に生じる圧縮によるすべりがフーチング-チング内部を貫通し、軸方向鉄筋の固定端にまで達している。

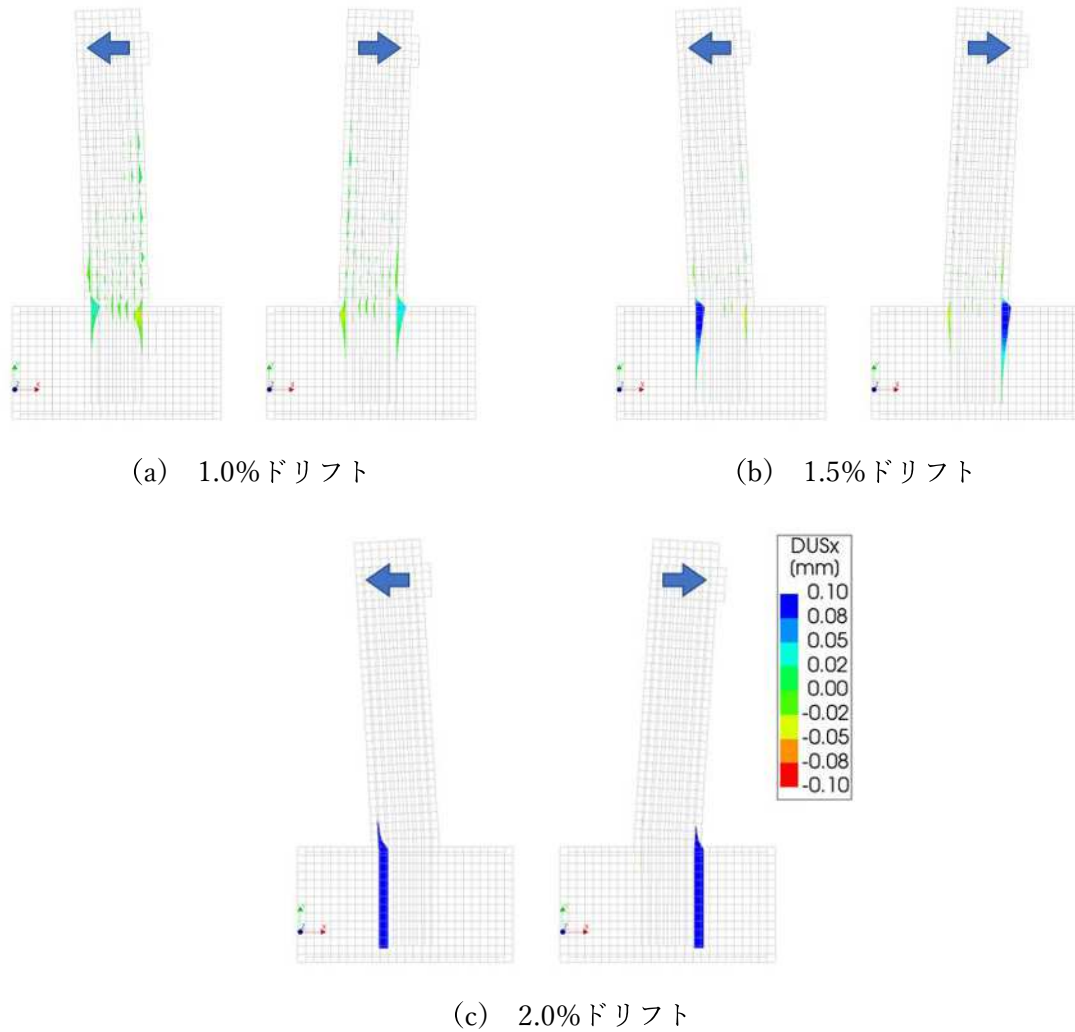


図-3.34 軸方向鉄筋とコンクリート間の付着—すべり量の分布コンター図

2章で詳述した通り、Case-2 供試体の実験では、軸方向鉄筋のフーチングからの抜け出しが発生していたが、本解析では、全ての載荷ステップにおいて、軸方向鉄筋の付着—すべり量が負値（引張によるすべり）を示すことはなく、押し込み時にすべりが生じており、軸方向鉄筋の抜け出しを再現することはできなかった。

以上より、ただ鉄筋とコンクリート間全領域にインタフェースを入れるだけでは、図-3.32 に示した荷重変位関係や図-3.33 に示した水平荷重～軸方向鉄筋のひずみ履歴だけを見ると RC 柱の曲げ変形挙動をよく再現しているように見えるが、破壊のメカニズムが実験結果とは全く異なっていることが分かる。

3.4.4. 鉄筋定着長さの影響及び定着域モデル化の改良

軸方向鉄筋とコンクリート間のすべりモデルとして、付着強度を超えない限りすべりが発生しない非線形の付着-すべりモデルを供試体全域に与えて解析を行った。これにより、フーチング深部にはすべりが生じないと予想していたが、解析してみるとすべり域が実験結果よりも大きくなっていたために、**図-3.35**に示すように、フーチング内の定着長を考慮して柱基部表面から300mm（鉄筋径の30倍）区間内の鉄筋のみ、インタフェース要素を入れて、付着-すべり現象をモデル化して解析を行った。

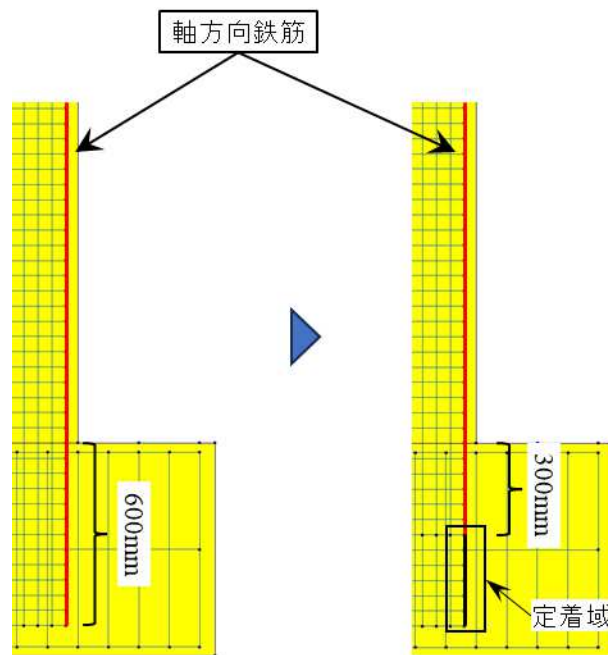


図-3.35 定着長さを考慮した定着部モデル化の改良

解析で得られた荷重変位履歴を**図-3.36**に示す。1.0% Drift 以降、各 Drift 時の水平耐力が実験結果よりも小さくなっているものの、最大耐力を精度良く再現している。除荷・再載荷の履歴では、剛性低下により履歴のピンチング挙動の再現性は全領域にインタフェース導入したケースと比べると若干低下しているが、再現されており、実験結果の曲げ変形挙動の履歴を概ね捉えている。

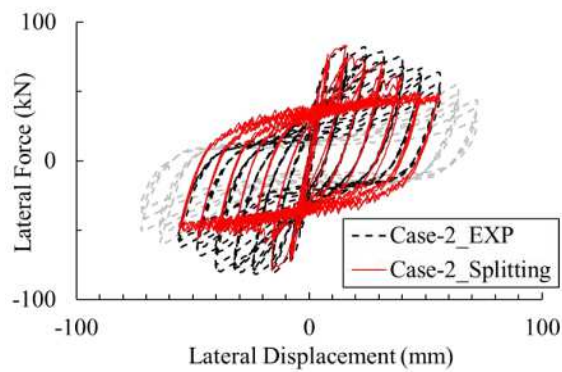
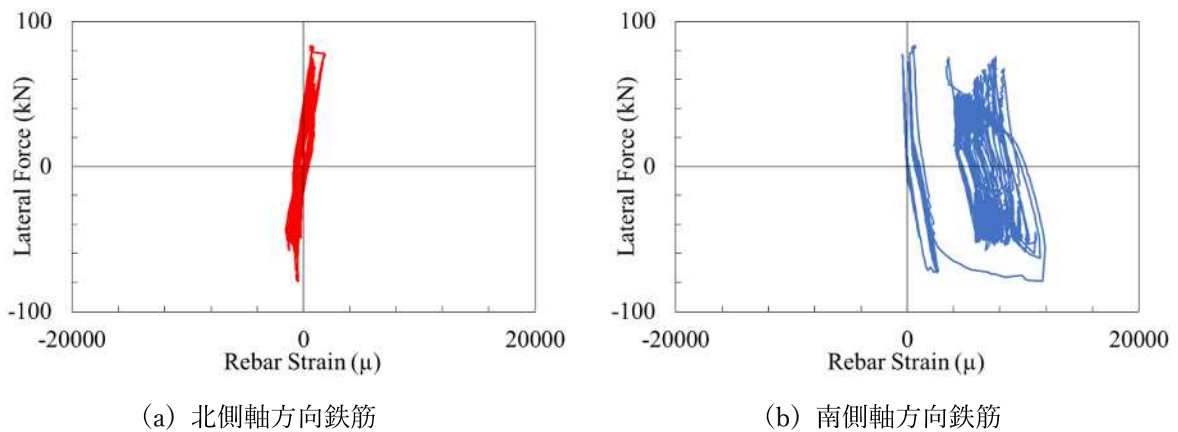


図-3.36 Case-2 荷重変位履歴（付着割裂破壊モード+定着域限定）

基部位置軸方向鉄筋のひずみの履歴を図-3.37と図-3.38に示す。北側軸方向鉄筋が弾性変形を示す一方で、南側軸方向鉄筋は塑性化後に引張側で永久ひずみを生じている。実験では、図-2.11に示した通り、南側ではなく北側の軸方向鉄筋に損傷が集中しているが、南北の損傷状況が反転している点を除けば、実験結果を精度良く再現している。

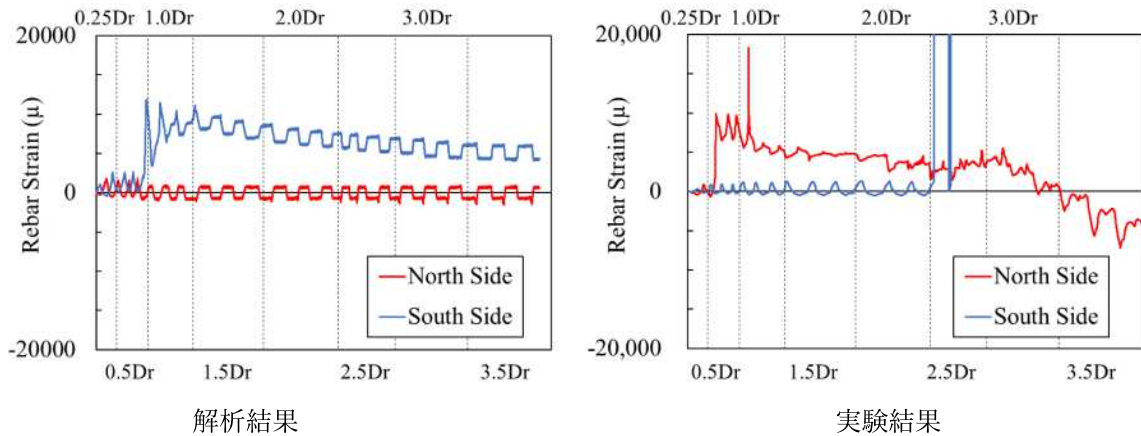


(a) 北側軸方向鉄筋

(b) 南側軸方向鉄筋

図-3.37 Case-2 の柱基部位置軸方向鉄筋ひずみ-水平力履歴
（付着割裂破壊モード+定着域限定）

解析でも実験と同様に、最初に引張ひずみを受けた南側鉄筋に先にすべりが生じることを期待したが、正確な付着強度を推定や、軸方向鉄筋のすべりによるフーチングからの抜け出し現象を精緻に再現することは難しいため、すべり現象が発生する順番が実験と逆になった。このため、本研究では、実験結果の再現性に着目するのではなく、軸方向鉄筋とコンクリート間のすべりが生じることで、荷重面両側の軸方向鉄筋の挙動に非対称な履歴が生じるメカニズムに注目する。

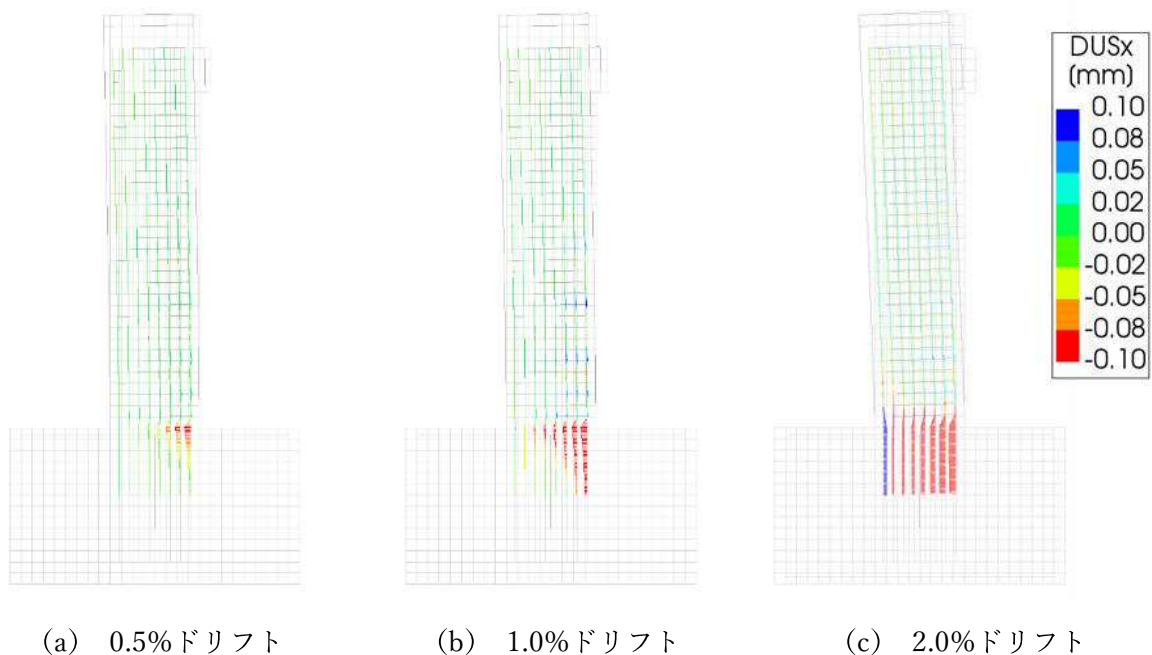


(a) 北側軸方向鉄筋

(b) 南側軸方向鉄筋

**図-3.38 Case-2 の柱基部位置軸方向鉄筋ひずみ履歴
(付着割裂破壊モード+定着域限定)**

この時、軸方向鉄筋とコンクリート間の付着—すべり量の分布コンターを**図-3.39**に示す。**図-3.34**と同じく、正值（青色）が押し込み時の、負値（赤色）が引き抜き時のすべり量をそれぞれ表している。軸方向鉄筋の定着長さを考慮しない前ケースの解析結果では押し込み時にすべりが生じているが、本解析では、ほぼ全ての鉄筋で引張による鉄筋のすべりが生じており、軸方向鉄筋に抜け出しが生じることを示唆している。これは、2章で詳述した通り、細径鉄筋を有する密配筋した Case-2 供試体の実験において、軸方向鉄筋のフーチングからの抜け出しが観察されたこととも整合している。



(a) 0.5%ドリフト

(b) 1.0%ドリフト

(c) 2.0%ドリフト

図-3.39 軸方向鉄筋とコンクリート間の付着—すべり量の分布コンター

また、柱基部位置の回転変形については、**図-3.40**に示すよう、境界部両側節点鉛直方向変位量から算出し、解析に得られた柱基部位置の回転角の推移は**図-3.41**に示す。解析では1.0%ドリフトから回転変形が激増しており、3.5%ドリフト時、正方向は約0.031radになり、一方、マイナス方向は0.024radしか達していなかった。南北両側軸方向鉄筋の非対称的な損傷により、柱も片方に傾いたと推測できる。

また、2.5 % Drift 時の最大回転角は 0.025 rad 程度となる。これに中立軸からの距離（ $\approx 0.5 \times 400 \text{ mm}$ ）を乗じ、ひび割れ幅を算出すると 5 mm となるが、これは実験で観察されたひび割れ幅 5 mm とも整合する結果である。

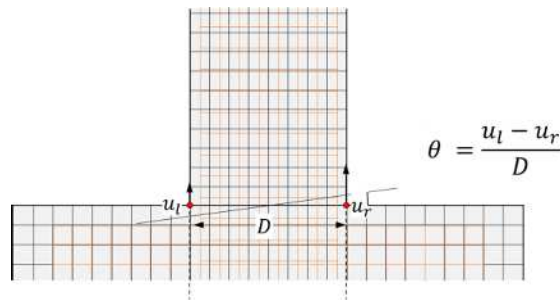
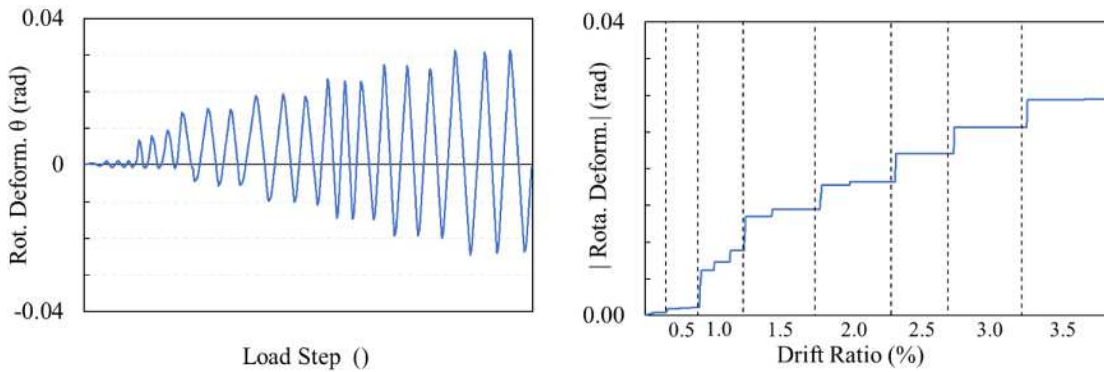


図-3.40 解析における柱基部での回転角の考察



(a) 回転角-载荷 step 履歴

(b) 最大回転角の推移

図-3.41 解析に柱基部位置での回転角の推移

解析と実験の回転角-載荷ドリフト履歴は図-3.42 に示す。実験のような正方向 2.5%ドリフトから回転変形の激増現象を再現できなかったが、各ドリフトの回転変形の分布を概ね一致となった。また、図-3.43 は柱基部での回転変形による生じた柱の回転変形が総変形（柱頂部での変形量）に占める割合を示す。解析では、1.0 % ドリフト載荷時既に割合が急増しており、載荷初期の段階から伸びだしによる柱基部の回転変形が大きかったことが示唆される。1.0 % Drift 載荷時にはこの割合が最大 0.96 になり、その後、割合は約 85% に留まった。Case-2 供試体見たい、細径鉄筋を有する密配筋した RC 柱は、付着割裂破壊で、軸方向鉄筋の抜け出しに伴う、柱基部位置での回転変形による影響も極めて大きくなり、RC 柱の変形モードは最初の曲げ変形モードからロックン変形モードに移行した。

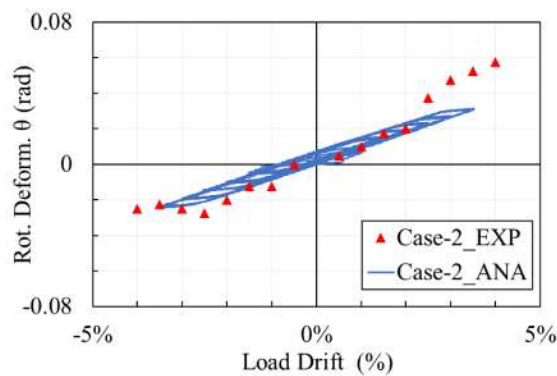


図-3.42 回転角-載荷ドリフト履歴

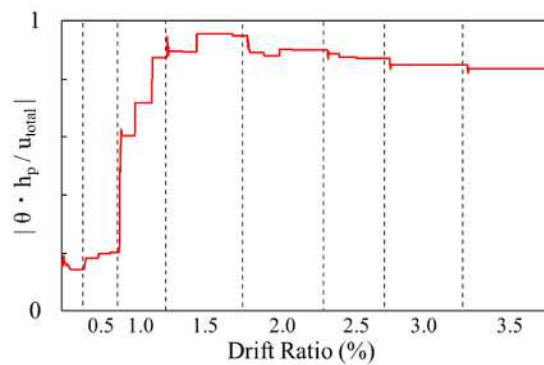


図-3.43 解析に柱頂部での変形量に占める柱基部での回転変形による変形量の割合

3.5 まとめ

本章では、二次元の有限要素解析により 2 章で得られた両供試体の水平荷重～変位曲線や軸方向鉄筋のひずみ履歴の再現性について検討を行った。これに基づいて、コンクリート～軸方向鉄筋間の付着一すべり現象が RC 柱の曲げ損傷のメカニズムや変形挙動に及ぼす影響について検討を行った。本検討で得られた結論を以下に示す。

- 1) 軸方向鉄筋の付着一すべり特性を考慮しないケースでは、実験結果の水平耐力や水平荷重～水平変位の関係（ピンチング現象を除く）を概ね再現しているが、軸方向鉄筋の損傷状況は実験結果を再現できていない。
- 2) 鉄筋径や配筋の違いによって、適当な付着モデルを採用した結果、両供試体の荷重変位履歴の最大最小水平耐力だけではなく、ピンチング現象も精度よく再現できた。
- 3) 一方で、細径鉄筋を有する密配筋した Case-2 供試体では、軸方向鉄筋のフーチング内部のすべり変形は押し込み時に発生しており、軸方向鉄筋の抜け出しを再現したものではなかった。また、軸方向鉄筋の損傷状況は、南北両側で同程度の損傷履歴となっており、実験結果とは整合しない結果となった。
- 4) 軸方向鉄筋の定着長を適切に考慮して、コンクリートと軸方向鉄筋間の付着一すべり領域を限定した結果、Case-2 供試体の水平荷重～変位関係や軸方向鉄筋の損傷履歴が、実験結果と整合し、鉄筋の抜け出し現象を再現することができた。
- 5) Case-2 供試体の軸方向鉄筋の抜け出しがおきた結果、柱が曲げ変形モードからロッキング変形に移行し、付着一すべり特性を適切に考慮すると柱基部での回転変形が卓越することが、有限要素解析でも確認された。
- 6) また、ロッキング変形の卓越によって、柱頂部での変形 u_{total} に占める柱基部での回転による変形量 $\theta \cdot h_p$ は非常に大きくなった。軸方向鉄筋比が小さい場合にロッキング変形が卓越することは報告されているが、軸方向鉄筋比が小さくなくても鉄筋径や配筋密度によっては、このような現象が起きることを、解析により確認した。

参考文献

- [3.1] Courant., R.: Variational methods for the solution of problems of equilibrium and vibrations, Bulletin of the American Mathematical Society, No. 1/V-49, pp.1-23, 1943.
- [3.2] Turner., M. J., Clough., R. W., Martin., M. J., Topp., L. J.: Stiffness and Deflection Analysis of Complex Structures, Journal of the Aeronautical Sciences, 1956, pp.805-854.
- [3.3] Clough., R. W.: The finite element in plane stress analysis, Proceedings of the Second American Society of Civil Engineers Conference on Electronic Computation, 1960, pp.345-378.
- [3.4] Zienkiewicz., O. C., Taylor., R. L.: The finite element method for solid and structural mechanics, Elsevier, 2005.
- [3.5] Ngo., D., Scordelis., A. C.: Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams, ACI Journal, No. 3/V-64, pp.152-163, 1967, doi: 10.14359/7551
- [3.6] Maekawa., K., & Fukuura., N.: Nonlinear Modeling of 3D Structural Reinforced Concrete and Seismic Performance Assessment, In H. C. Thomas T., C.-l. Wu, & J.-L. Lin, Infrastructure Systems for Nuclear Energy, pp.153-184, 2014.
- [3.7] 黒田 一郎, 太田 俊昭, 日野 伸一, 石橋 宏典: 埋め込み鉄筋モデルを用いた鉄筋コンクリートはりの非線形有限要素解析, コンクリート工学年次論文報告集, 1995, pp.1229-1234.
- [3.8] 蔡 飛, 鵜飼 恵三, 高橋 千明: マルチコアに対応する浸透流解析プログラムの開発およびその応用例, 地盤工学会誌, No. 3/V-59, 2011.3.
- [3.9] 孫 宏晨: 3次元 FEM 解析による RC 立体柱・梁接合部のせん断性能に関する研究, 千葉大学大学院工学研究科, 2014.
- [3.10] Rehm., G.: The Fundamental Law of Bond, Proceedings of the Symposium on Bond and Crack, 1957, pp.491-498.
- [3.11] Saouma., V. E., & Ingraffea., A. R.: Fracture Mechanics Analysis of Discrete Cracking, Proc. IABSE Coll. in Advanced Mechanics of Reinforced Concrete, 1981, pp.393-416.
- [3.12] Cervenka., J., & Gerstle., K.: Inelastic analysis of reinforced concrete panels. Part I: Theory, IABSE, 1971, pp.32-45.
- [3.13] Cervenka., V., & Gerstle., K.: Inelastic Analysis of Reinforced Concrete Panels: Part II Experimental Verification, IABSE, 1972, pp.26-39.
- [3.14] Rashid., Y. R.: Ultimate Strength Analysis of Pre-stressed Concrete Pressure Vessels, Nuclear Engineering and Design, 1968, pp.334-344.
- [3.15] René, Walther: Ergebnisse von Forschungsarbeiten an wandartigen Trägern aus Stahlbeton, Schweizerische Bauzeitung, 1967.03.30, pp.223-232.
- [3.16] DIANA User' s Manual 10.5

- [3.17] Maekawa, K., Takemura, J., Irawan, P., & Irie, M.: Continuum fracture in concrete nonlinearity under triaxial confinement, Proc. of JSCE, No. 460, 1993.02, pp.113-122,
- [3.18] Maekawa, K., Takemura, J., Irawan, P., & Irie, M.: Plasticity in concrete nonlinearity under triaxial confinement, Proc. of JSCE, No. 460, 1993.02, pp.123-130.
- [3.19] Maekawa, K., Takemura, J., Irawan, P., & Irie, M.: Triaxial elastoplastic and fracture model for concrete, Proc. of JSCE, No. 460, 1993.02, pp.131-138.
- [3.20] Vecchio, F. J., & Collins, M. P.: The modified compression field theory for reinforced concrete elements subjected to shear, ACI Journal, No. 22/V-83, 1986, pp.219-231.
- [3.21] Selby, R. G., & Vecchio, F. J.: Three-dimensional Constitutive Relations for Reinforced Concrete, Univ. Toronto, dept. Civil Eng., Toronto, Canada, 1993.
- [3.22] JSCE: JSCE Guidelines for Concrete No. 15: Standard Specifications for Concrete Structures - 2007 " Design " , Japan Society of Civil Engineers, 2010.
- [3.23] Vecchio, J. F., & Collins, P. M.: M. P. Compression response of cracked reinforced concrete, ASCE, 1993-12, pp.3590-3610.
- [3.24] Maekawa, K., Okamura, H., & Pinanmas, A.: Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete, Spon Press, 2003.
- [3.25] Ramberg, W., & Osgood, W.: Description on Stress-Strain Curves by Three Parameters, National Advisory Committee for Aeronautics, 1943.
- [3.26] Goldberg, J. E., & Richard, R. M.: Analysis of Nonlinear Structures, ASCE, 1963, pp.333-351.
- [3.27] Giuffre, A., & Pinto, E. P.: Il Comportamento Del Cemento Armato Per Sollecitazioni Cicliche di Forte Intensita, Giornale del genio civile, Universita Degli Studi di Rom, 1970, pp.391-408.
- [3.28] Menegotto, M., & Pinto, E. P.: Method of Analysis for Cyclically Loaded RC Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements under Combined Normal Force and Bending, 1973, pp.15-22.
- [3.29] Mirza, M. S., & Houde, J.: Study of bond stress-slip relationships in reinforced concrete, ACI, 1979.
- [3.30] Tassios, T.P., & Korneos, E.G.: Local bond-slip by means of the moiré method, ACI Struct, 1984, pp.27-34.
- [3.31] Hawkins, M. N., Lin, J. I., & Jeang, L. F.: Local bond strength of concrete for cyclic reversed loadings, Bond in concrete, 1982, pp.151-161.
- [3.32] 島 弘, 周 礼良, 岡村 甫: マッシブなコンクリートに埋め込まれた異形鉄筋の付着応力-すべり-ひずみ関係, 土木学会論文集 第 378 号, 1987-02, pp.165-174.
- [3.33] 島 弘, 周 礼良, 岡村 甫: 異形鉄筋の鉄筋降伏後における付着特性, 土木学会論文集 第 378 号, 1987-02, pp.213-220.

- [3.34] Eligehausen., R., Popov., P. E., & Bertero., V. V.: Local Bond Stress-Slip Relationships of Deformed Bars, University of California, 1983.
- [3.35] CEB-FIP: CEB-FIP Model Code 1990, Comité Euro-International du Béton, 1993.
- [3.36] fib.: fib Model Code for Concrete Structures 2010, 1st ed., fédération internationale du béton/International Federation for Structural Concrete, 2013.
- [3.37] 飯塚 敬一, 檜貝 勇, 斉藤 成彦, 高橋 良輔: かぶり厚の影響を考慮した異形鉄筋の付着応力-すべり-ひずみ関係, 土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造), No. 2/V-67, 2011, pp.280-296.

第4章 細径鉄筋を密に配列した RC 柱の補強効果の検証

4.1 はじめに

既存の構造物の耐震性能不足の解消、老朽化した構造物の長寿命化および豪雨災害の瀬発化への対策等のために、既存の交通インフラ施設の各種補強工事が行われている。補強工法の選定に際しては、機能性、耐震性はもちろんのこと耐久性、施工性および経済性を総合的に考慮して、工法を選択する必要がある。特に、河川内橋脚に適用する際には、高耐久性、限られた施工期間内でのスムーズな施工、低い河積阻害率などに配慮する必要がある。このために、施工実績の高いポリマーセメントモルタル（以下 PCM とする）を用いた補強が行われることがある^{[4.1][4.2]}。PCM を用いた耐震性能確保や変形性能の向上に関する多くの検証が行われてきたが、材料の特性（弾性係数・強度）^[4.3]や施工方法の違い（乾式、湿式）^[4.4]によらず安定した補強効果が得られることが示唆されている。また、固定アンカーや固定バンドを用いて、補強筋を既設コンクリート部に十分定着させることで、橋脚の変形性能が確保されることが明らかにされている^[4.5]。

しかし、補強前の RC 橋脚の耐震性能(変形性能)が極端に低い場合や、軸方向鉄筋の柱基部での定着が不十分な場合には、補強を行っても補強効果が十分期待出来ない可能性がある。

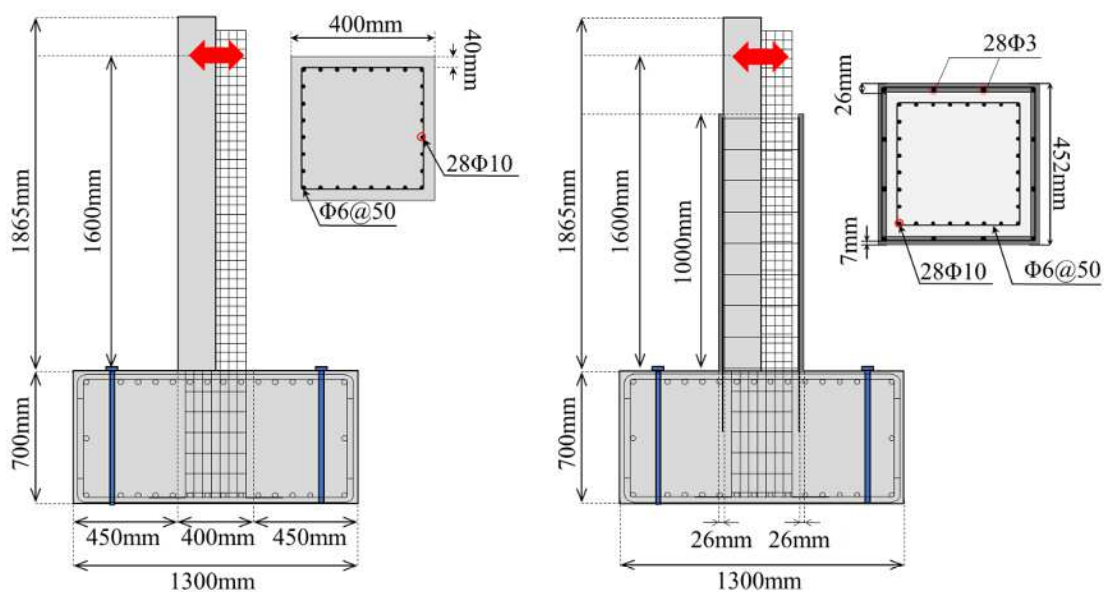
2章や3章でも紹介してきた通り、軸方向鉄筋比が同程度の RC 柱供試体でも、軸方向鉄筋の径や配筋状況によって十分な定着が得られないために、安定した耐力の確保が難しい場合がある。本章では、こうした配筋や定着性状により変形性能が不十分な RC 柱に対して、PCM 材料を用いた補強効果が期待出来るのかについて、繰り返し載荷実験に基づいて検証を行う。

4.2 巻き立て補強及び載荷実験

4.2.1. RC 柱供試体の構造および断面形状

本章では、前述の Case-2 供試体を基準供試体として、セメント及びセメント混和用 PCM 材により、PCM 打ち込み補強 Case-3、PCM 乾式吹付補強供試体 Case-4 及、合計 2 体の補強供試体を作成し、載荷実験を実施したが、それぞれの RC 柱供試体の構造寸法を図-4.1 に示す。基準となる無補強供試体 (Case-2) は 2、3 章の記述通りで、高さ 700 mm、幅 1300 mm、奥行き 1100 mm のフーチングと、幅、奥行きとも 400 mm とする正方形断面を有する柱部からなる全高 2565 mm の 1/5 スケール模型である。既存部は細径の D10 (SD295A) の異形鉄筋を 28 本配置し、帯鉄筋は D6 の異形鉄筋を 50 mm 間隔で鉛直方向に 42 本を配置した。

また、同図 (b) には、高強度 PCM 材を用いた打ち込み補強した供試体 (Case-3) と、低強度 PCM 材を用いた乾式吹き付け補強した供試体 (Case-4) の構造を示すが、基準供試体の柱基部から高さ 1000 mm までの区間に、軸方向鉄筋 (D13, SD345) と帯鉄筋 (D6, SD345) を接着配置し、PCM 材による巻き立てを行った。Case-3 及び Case-4 の断面寸法は、幅および奥行きを 452 mm とし、PCM 補強部の厚さが 26 mm、帯鉄筋の純かぶり厚は 7 mm とした。



(a) 非補強標準供試体 Case-2

(b) PCM 巻き立て補強供試体 Case-3/4

図-4.1 補強基準供試体 Case-2 及び補強供試体 Case-3,4,5 の構造

補強供試体 Case-3, Case-4 には、前述の通り既存部表面に SD345 (D13)の軸方向鉄筋 12 本を密着配置（軸方向鉄筋と既存部コンクリートの間には隙間を設けずに密着させるようにして配置）し、周囲に SD345 (D6)の帯鉄筋を、柱基部から 800 mm の高さまで 50 mm 間隔で配置して PCM による補強を行った。これにより、軸方向鉄筋比は 1.25 %から 1.72 %に、帯鉄筋体積比は 0.79 %から 1.15 %までそれぞれ増加した。

本研究では、**図-4.2** に示す高強度 PCM 材を用いた打ち込み補強タイプ (Case-3) と同図 (b) に示す低強度 PCM 材を用いた乾式吹付補強タイプ (Case-4) の 2 種類を用いた。各材料の圧縮強度を**表-4.1** に示すが、高強度 PCM 材の平均強度は 72.0 N/mm^2 、低強度 PCM 材では 55.3 N/mm^2 であった。また、補強部に使われた鉄筋の引張強度試験結果を**表-4.2** に示す。

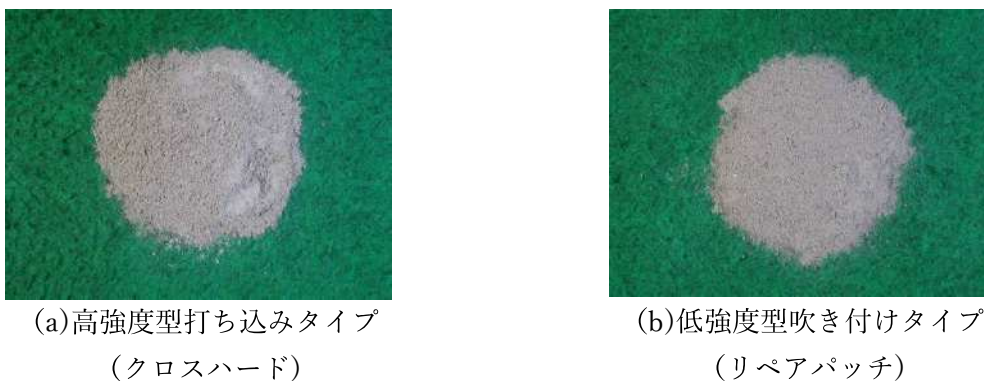


図-4.2 本実験で補強材として使用した PCM 材

表-4.1 補強材料の圧縮強度試験結果

試験 材齢	材料	供試体 No.	直径 (mm)		高さ (mm)		質量 (g)	荷重 (kN)	圧縮強度 (N/mm^2)		密度 (g/cm^3)	
										平均値		平均値
78 日	高強度 打ち込み PCM	No.1	50.2	50.2	98.6	98.5	430.0	155.0	78.2	72.0	2.202	2.210
		No.2	50.3	50.2	98.6	98.6	440.0	117.0	59.0		2.251	
		No.3	50.2	50.3	99.7	99.6	430.0	156.2	78.8		2.177	
79 日	低強度 吹付け PCM	No.4	50.4	50.3	98.7	98.8	410.0	115.0	57.8	55.3	2.086	2.091
		No.5	50.2	50.3	98.7	98.7	410.0	97.0	48.9		2.096	
		No.6	50.2	50.2	99.2	99.1	410.0	117.0	59.2		2.091	

表-4.2 補強部軸方向鉄筋の引張強度試験結果

試験片	呼び径 (mm)	断面積 (mm ²)	試験 番号	降伏 荷重 (N)	降伏点 (N/mm ²)		降伏ひずみ(μ)		引張強さ (N/mm ²)
						平均値		平均値	
SD345	D10	71.33	No.1	2720	374	374	1870	1870	522
			No.2	2760	379		1897		525
			No.3	2680	368		1842		519
SD345	D13	126.7	No.4	4880	378	374	1889	1872	550
			No.5	5050	389		1943		555
			No.6	4610	357		1784		504

本研究で用いた Case-3, Case-4 補強供試体では、事前に作成した既設部に打ち込みおよび吹き付けによる施工を行った。Case-3, Case-4 両供試体とも、**図-4.3(a)**に示す補強前の標準供試体 (Case-2)に、同図(b)~(d)に示す通り、軸方向鉄筋を挿入するために柱基部周辺のフーチング上面を削孔し、鉄筋を差し込んでエポキシ系の接着剤でフーチングに固定した後、帯鉄筋を配置して既存部の拘束を図った。

打ち込み施工法で補強した Case-3 供試体では、**図-4.4 (a)**に示すように、既存部周りに型枠を設置して、高強度 PCM 材を型枠中に充填させて施工した。低強度 PCM 材を、乾式吹き付け補強した Case-4 供試体では、乾燥粉末の PCM に必要最小限の水を加えた補強材を同図(b)に示すように既設部に高圧で吹付け、一定時間経過後にコテで表面仕上げを行った。各補強供試体とも、打設 1 週間後に型枠を撤去、以後は**図-4.5**に示す通り工場内にて気中養生させた。

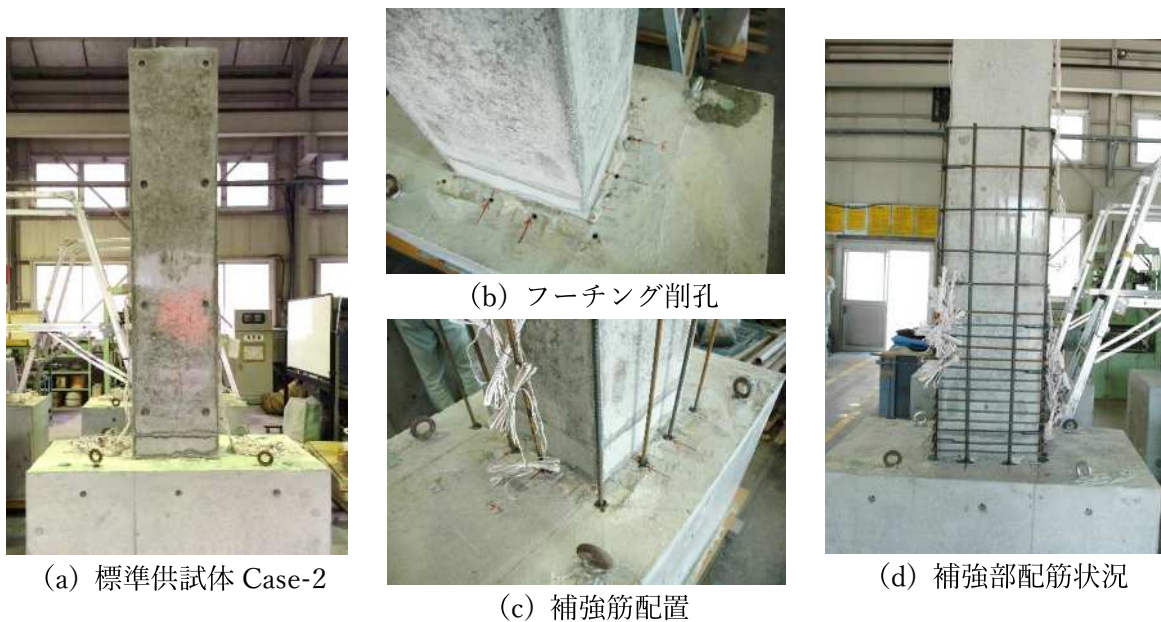


図-4.3 補強供試体 Case-3, Case-4 の製作過程 (補強筋の設置)



(a) 高強度 PCM 材の打ち込み施工
(Case-3 供試体)



(b) 低強度 PCM 材の吹付け施工
(Case-4 供試体)

図-4.4 補強供試体筋の製作過程 (PCM 補強)



(a) 高強度 PCM 材の打ち込み施工
(Case-3 供試体)



(b) 低強度 PCM 材の吹付け施工
(Case-4 供試体)

図-4.5 PCM 材による補強供試体の施工完了状況

本章に検討する予定の各補強供試体の諸元はまとめて表-4.3 に示す。

表-4.3 供試体の諸元

供試体	断面寸法 (mm)	補強厚 (mm)	軸方向鉄筋			帯鉄筋		
			既存部 SD295A	補強部 SD345	軸方向 鉄筋比	既存部 SD295	補強部 SD345	帯鉄筋 体積比
Case-2	400×400				1.25%			0.79%
Case-3	452×452	26 (PCM)	D10 28 本	D13 12 本	1.72%	D6 @50mm	D6 @50mm	1.15%
Case-4	452×452	26 (PCM)						

4.2.2. 補強供試体の繰り返し荷重実験及びデータ計測

荷重実験装置は図-2.3 に示したとおり、2章で用いた荷重装置と同じものを用いた。Case-1 および Case-2 と同様に、柱基部位置で軸方向応力度が約 1MPa 程度となるように、RC 柱供試体上部に鉛直方向ジャッキにより 160kN で加力した。荷重履歴も図-2.4 に示した通り、有効高さ h_{ef} (1600mm)の 0.5%に相当する 8mm (ドリフト 0.5%)を基準変位とし、この整数倍の変位を正負交番で与え、繰り返し回数は同一変位振幅で 3 回とした。

計測項目については、荷重点における水平荷重及び水平変位は前述実験と同じで、軸方向鉄筋のひずみについては図-4.6 に示した荷重方向 N 面側及び S 面側の軸方向鉄筋に、ひずみゲージを貼付して各荷重ステップの鉄筋のひずみを計測した、また、補強部の鉄筋では、柱部だけではなく、境界面から 200mm 深さまでの補強部鉄筋ひずみも計測した。帯鉄筋のひずみについては、図-4.7 に示したように、既存部及び補強部の高さ 100 mm と 200 mm 位置に、四方向の帯鉄筋真の中央位置にひずみゲージをそれぞれ貼付した。また、回転変形について、Case-2 と同様に図-2.6 に示したとおり、鉛直変位を計測し、図-2.13 で詳述した通り回転変形を計測した。

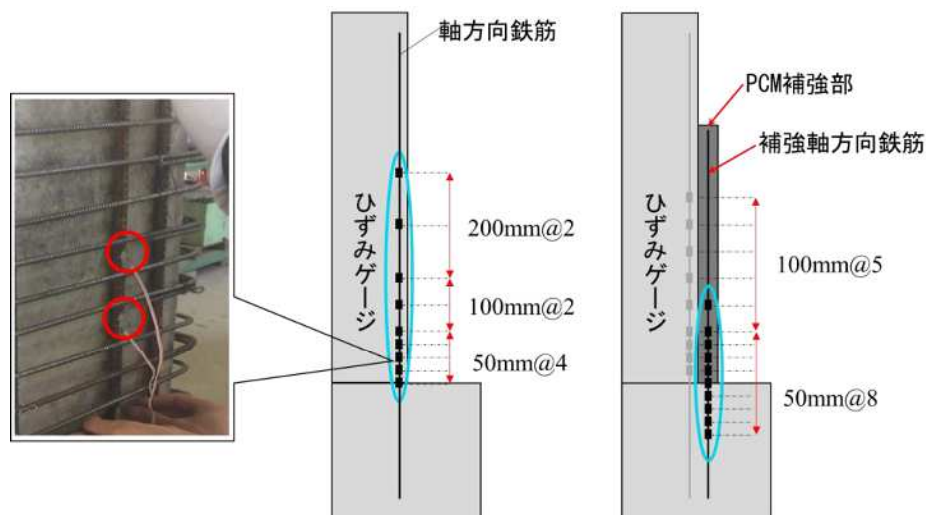


図-4.6 軸方向鉄筋ひずみゲージの設置 (既存部/補強部)

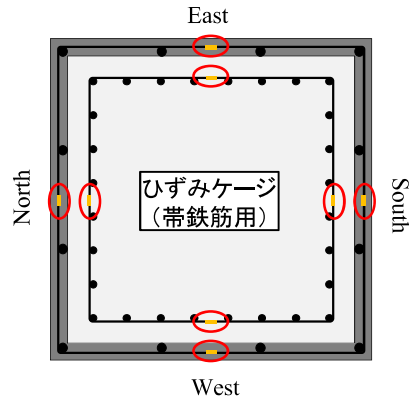
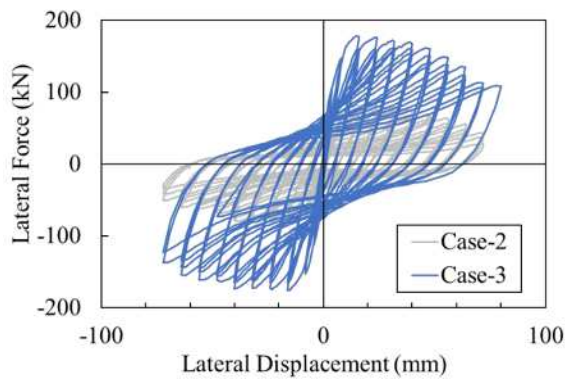


図-4.7 帯鉄筋ひずみケージの設置 (100mm/200mm)

4.3 載荷実験に基づく R C 柱供試体の曲げ変形挙動および損傷状況の考察

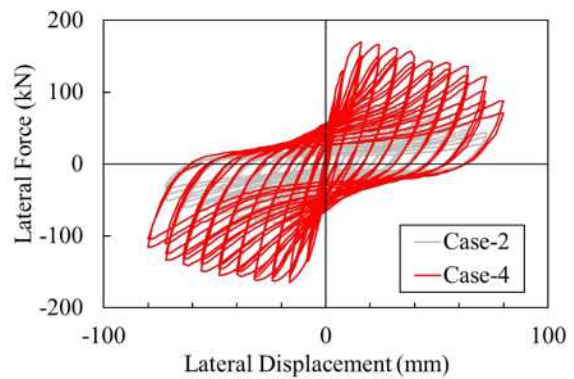
4.3.1. 曲げ変形および損傷状況

実験で得られた補強供試体 Case-3 と Case-4 の水平荷重－水平変位関係の履歴を、標準無補強供試体 Case-2 のそれぞれと比較して図-4.8 に示す。高強度 PCM 材打ち込み補強した Case-3 ではドリフト 0.5% (8mm) でひび割れが発生し、ドリフト 1.0% の載荷において、水平変位 15.12 mm で最大 $P_{max}=179$ kN、水平変位 -16.14 mm で最小 $P_{min}=-175.5$ kN の水平荷重が、それぞれ発生した。その後、水平変位 40 mm (ドリフト 2.5%) で隅部の軸方向鉄筋のはらみ出し、補強部コンクリートに剝離が生じた。最大変位 72mm (ドリフト 4.5%) 時に補強部 NW 隅角部の軸方向鉄筋に破断が確認されたため実験を終了した。



(a) Case-2 vs. Case-3

(無補強 vs. 高強度 PCM 材打ち込む工法)



(a) Case-2 vs. Case-4

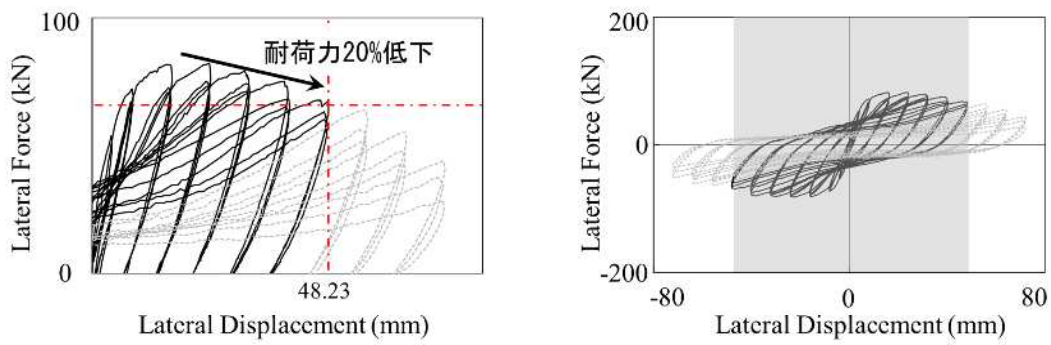
(無補強 vs. 低強度 PCM 吹付け工法)

図-4.8 補強供試体水平荷重－水平変位関係の履歴

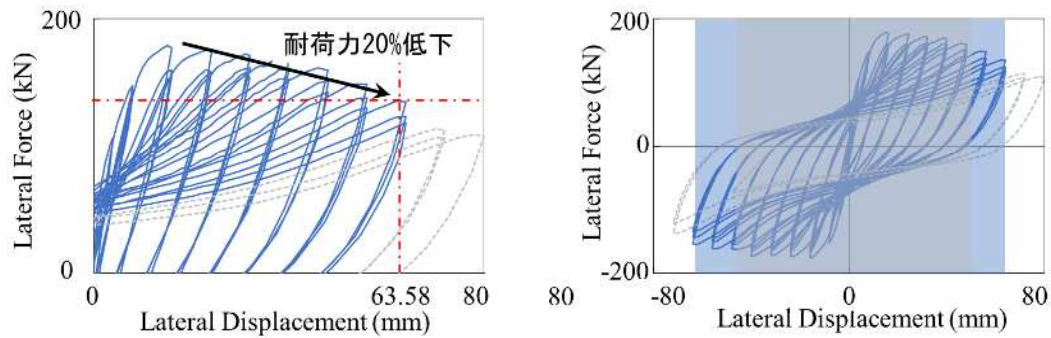
低強度 PCM 材吹付け工法で補強した供試体 Case-4 では、ドリフト 1.0 % 載荷において、水平変位 15.9 mm 時に最大 $P_{max} = 169.5$ kN、水平変位 -16.23 mm 時に最小 $P_{min} = -165$ kN の水平荷重をそれぞれ観測した。その後、水平変位 32 mm (ドリフト 2.0%) で柱基部から 100mm 高さまで鉛直方向にひび割れが発生し、水平変位が 40 mm (ドリフト 2.5%) になると、隅部の補強筋が外側にはらみだして、補強部コンクリートに剥離が生じた。水平変位 72 mm (ドリフト 4.5%) 時に既存部北側の中央位置の軸方向鉄筋の破断を確認したことから、実験を終了した。

また、補強した供試体 Case-3, Case-4 では、ドリフト 2.0%以降、Case-3 供試体では各サイクルで 3.6%, Case-4 供試体では 4.5% ずつ水平荷重が低下している (降伏剛性の剛性低下率は 6.7% 程度)。

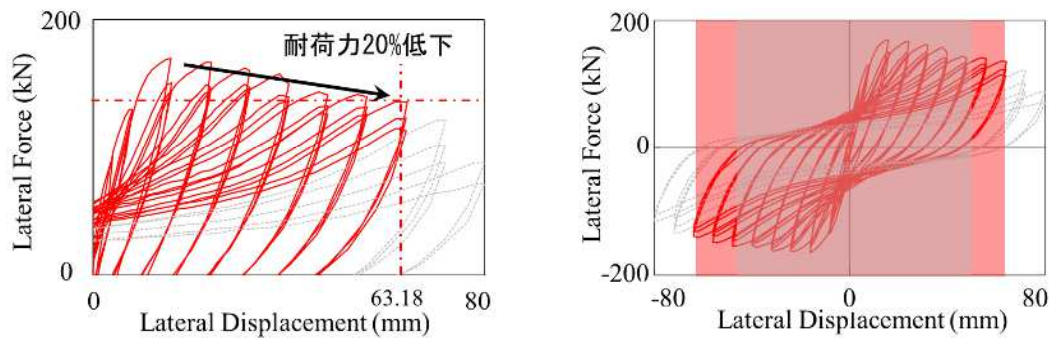
本研究では、各供試体の終局状態を考察するために、最大水平耐力の 80% 以下となったことから、この時の水平変位に終局変位と定めた。図-4.9(a)に示すように、基準無補強供試体 Case-2 は 7 サイクル時終局状態を迎え、終局変位は約 48.23 mm。これに対して、同図(b)および(c)に示す PCM 材で補強した Case-3 および Case-4 両供試体では第 8 サイクル時に終局を迎えて、それぞれの終局変位は 63.58 mm, 63.18 mm になり、水平耐力が約 2 倍、終局変位が約 1.3 倍に向上した。ただし、両供試体共に、除荷再載荷途中で著しい剛性が低下によって荷重変位履歴が逆 S 字カーブを描くピンチング挙動が、無補強供試体 Case-2 と同様に観測された。



(a) Case-2 無補強基準供試体



(b) Case-3 高強度 PCM 打ち込む補強供試体



(c) Case-4 低強度 PCM 吹付け補強供試体

図-4.9 各供試体の終局変位

図-4.10 には、各供試体の履歴吸収エネルギーを示す。補強による耐力の大幅向上に伴い、黒線で示した標準供試体 Case-2 に比べ、補強された Case-3 及び Case-4 供試体の履歴吸収エネルギー吸収性能が大幅に向上した。また、標準供試体 Case-2 では、2.5%ドリフト（水平変位 40 mm）以降で一定となるのに対し、補強供試体では増加している。高強度 PCM 材で補強した Case-3 と低強度 PCM 材で補強した Case-4 を比べると、前述の通りピンチング挙動の影響により、Case-3 の载荷履歴が Case-4 に比べて外側の履歴を描くため、最大水平耐力は同程度であるが、履歴吸収エネルギーが最大で 20%程度 Case-3 の方が大きくなっている。

図-4.11 には、各サイクルでの履歴吸収エネルギー ΔW を弾性ひずみエネルギー W で規格化して求めた等価減衰定数 h_{eq} を示す。ドリフトの増加に伴って等価減衰定数 h_{eq} が増加しているが、载荷変位 48 mm(ドリフト 3.0%)以降は終局まで飽和状態となり約 20%程度の値を保つ。Case-

2 と比較すると、Case-3、Case-4 供試体の等価減衰定数は小さくなったが、いずれにしても、一般的には載荷実験に基づく RC 橋脚の等価減衰定数も 10%~25%)であることから、十分な履歴吸収効果が期待される。

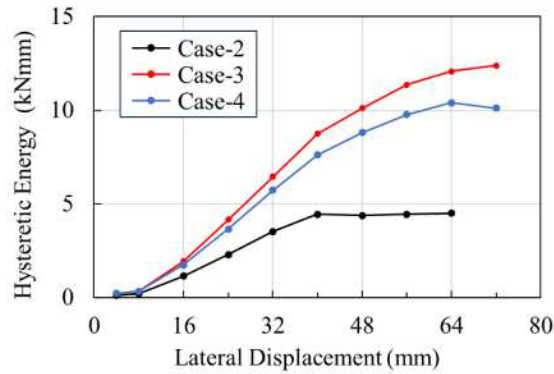


図-4.10 各補強供試体の履歴吸収エネルギー

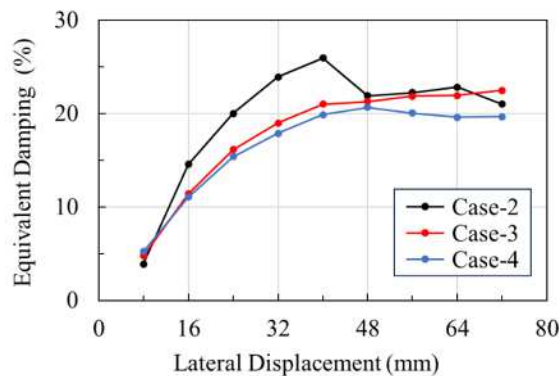


図-4.11 各補強供試体の等価減衰定数

また、補強された供試体 Case-3 と Case-4 は基準供試体 Case-2 と同様に、除荷再載荷の履歴に強いピンチング現象が見られた。そのピンチング現象を定量化するために、図-2.10 と同様に各補強供試体のサイクルごとの剛性低下履歴を図-4.12 に描いた。Case-3 と Case-4 供試体の剛性低下レベルが概ね同レベルである一方、各ドリフトの剛性低下率が基準供試体 Case-2 より大幅に増加し、1.0%Drift 時は Case-2 より約 37.4%向上し、4.5%Drift 時は約 67.6%向上した、荷重変位履歴はまだピンチング現象が見られたが、PCM 補強するより、ピンチング現象が抑制できた。

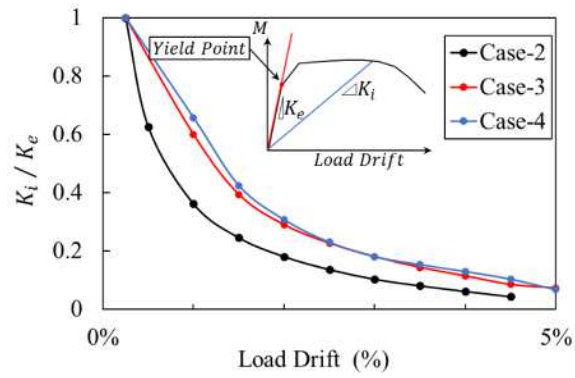


図-4.12 各補強供試体の剛性低下履歴

構造物が負勾配を有する水平荷重～水平変位履歴を有する場合、剛性低下度が大きいと過大な塑性変形の発生や不安定な挙動を示すことがある。ただし、剛性低下度が10%以下では、安定した変形挙動が期待される。Case-3, Case-4 供試体は、ドリフト 2.0% 以降に降伏時剛性-6.7%程度に低下するが、耐震性の向上が期待される。

4.3.2. ひび割れの進展及びコンクリートの損傷

図-4.13 には、Case-3 および Case-4 供試体のドリフト 2.0 % (32mm, 最大水平荷重発生時点)でのひび割れ図を、展開して示す。両供試体とも、荷重によって載荷面 (N 面および S 面)に水平ひび割れが貫通し、側面 (E 面および W 面)にまで広がっている。PCM 補強材の材料強度が異なるために、水平曲げひび割れの到達高さは Case-3 供試体では 750 mm, Case-4 供試体では 830 mm, 水平曲げひび割れの発生間隔は Case-3 供試体では約 150 mm 間隔, Case-4 供試体では約 100 mm と大きく異なっている。なお、低強度 PCM 材で補強した Case-4 供試体では、ES 隅部基部の軸方向鉄筋が面外にはらみだしたことで、同図(b)の右下隅に示しているとおりに縦方向のひび割れが発生した。

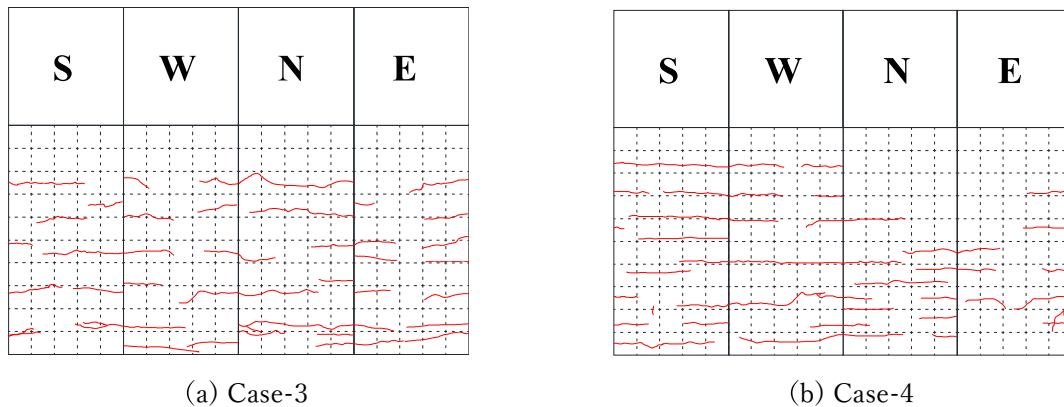


図-4.13 2.0%ドリフト(32mm)時の供試体ひび割れ進展状況

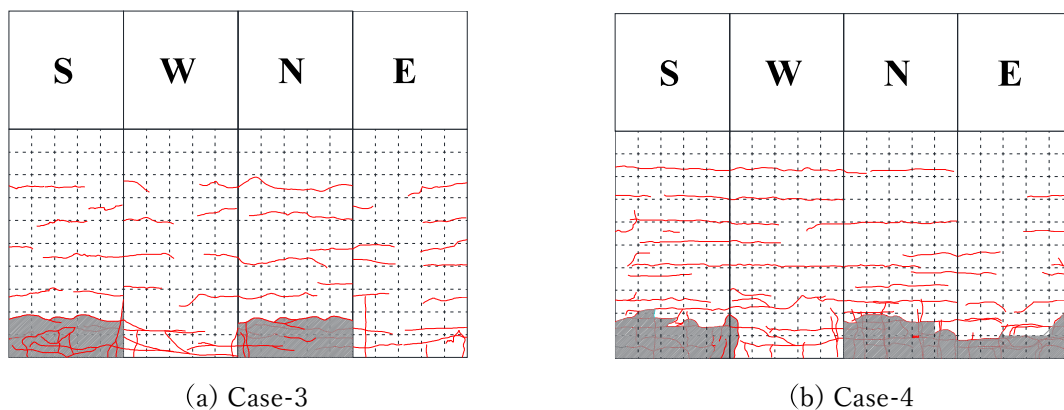


図-4.14 4.0%ドリフト(64 mm)時の供試体ひび割れ進展状況

同様に、ドリフト 4.0 % (64 mm)時点でのひび割れの進展状況を図-4.14 に示す。ドリフト 2.0 % 以降、柱基部から 400 mm 以上の高さでは、曲げひび割れによる損傷に顕著な変化は見られなかった。一方、柱基部から 200 mm の範囲 (同図のハッチング領域)では、かぶりコンクリートの剥離、内部コアコンクリートおよび軸方向鉄筋が露出する等の損傷が見られた。

なお、Case-4 供試体では、載荷面だけでなく、側面 (E 面)にかぶりコンクリートの剥落領域が広がっている。これは、**図-4.13(b)**に示した柱基部 ES 隅部における軸方向鉄筋のはらみだしが顕著となり、これに伴うかぶりコンクリートの剥落が、側面(E 面)に広がった結果と推察される。

実験終了後 (鉄筋が破断し耐力が急激に低下する)、粉碎されたかぶりコンクリート等を除去して、各供試体の柱基部周辺の損傷状況を調査した結果を**図-4.15**に示す。標準供試体 Case-2 では、かぶりコンクリートの剥落および軸方向鉄筋の露出領域が柱基部から 400 mm 高さ(1D 区間)まで広がっている。ただし、柱基部位置 (高さ 0 mm)以外では、軸方向鉄筋のはらみ出しに伴う顕著な軸方向鉄筋の局部変形は観察されなかった。



(a) 無補強供試体 Case-2



(b) 高強度 PCM 打ち込む補強供試体 Case-3



(c) 低強度 PCM 吹付け補強供試体 Case-4

図-4.15 実験終了時各供試体柱基部の損傷状況 (N 面側)

一方、補強供試体 Case-3、Case-4 では、前述の通りかぶりコンクリートの剥落が、柱基部から 200 mm (0.5D) 区間に集中しており、無補強供試体 Case-2 に比べて損傷区間が短くなっている。ただし、既往の実験では、損傷区間は 0.5D 程度であることから、補強により損傷が適切に抑制されたことが示唆される。

また、Case-3 供試体では、かぶりコンクリートが粉々 (同図(b)参照) になっているのに対し、同図(c)に示した Case-4 では、実験終了段階後に 2~3 cm 大の複数のコンクリート片が表面に残っていた。しかし、これらのコンクリート片は帯鉄筋によってかろうじて剥落を免れているだけで、既設部の内部コンクリートを拘束する効果はなく、Case-3 と Case-4 供試体コンクリート部の損傷に顕著な差はない。

図-4.16 には、Case-3 および Case-4 補強供試体について、実験終了時の柱基部位置の鉄筋の損傷状況を示す。同図(a)に示した高強度 PCM 材で補強した Case-3 供試体では、青色で示した補強部軸方向鉄筋のうち、最外縁の鉄筋 1 本だけが柱基部位置 (赤色でハッチング部分) で破断していたが、同図(a)に黄色で示した既設部の鉄筋には破断はみられなかった。

これに対して、同図 (b) に示した低強度 PCM 材で補強した Case-4 供試体では、柱基部位置において補強部のみならず既設部の軸方向鉄筋が大きくはらみ出している。さらに、既設部の軸方向鉄筋 2 本が破断しており、同図には示していないが、南側の既設部の軸方向鉄筋 1 本にも破断が見られた。また、補強部の軸方向鉄筋は破断していないが、同図 (b) に示したとおり、軸方向鉄筋がはらみ出すようにして局部座屈をおこしており、Case-3 供試体と比べて軸方向鉄筋への損傷が顕著となっている。

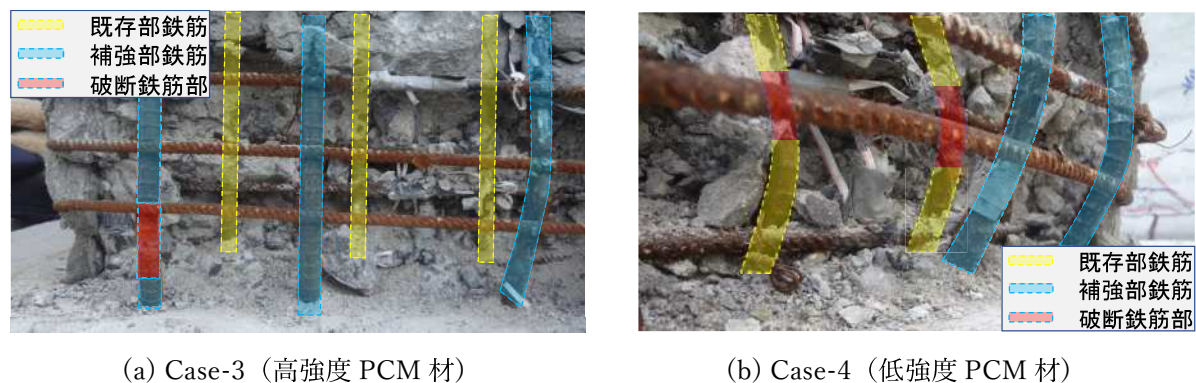


図-4.16 実験終了時柱基部での軸方向鉄筋の損傷状況 (N 面側)

4.3.3. 軸方向鉄筋及び帯鉄筋の損傷

(a) 既存部の軸方向鉄筋

高強度 PCM 材で打ち込み補強した Case-3 供試体の既存部に配筋した荷重方向最外縁の軸方向鉄筋について、柱基部から 50 mm, 150 mm, 200 mm, 300 mm と 400mm の高さ位置において、軸方向ひずみをそれぞれ計測している。ただし、既存部境界部位置(高さ 0 mm)のひずみゲージが断線して計測不能となっていたため、高さ 50mm 位置の損傷レベルが基部と概ね同じレベルであ

ると仮定して考察を行うこととする。

水平荷重～軸ひずみ関係の履歴を**図-4.17**に示すが、同図(1)に示した高さ 50mm 位置の南側の軸方向鉄筋の履歴に着目すると、青色の曲線で示した圧縮側(負側)で曲線の履歴中心が、荷重が進むにつれて左側にシフトし、残留ひずみが蓄積される様子が観察された。これは、鉄筋が引張り軸力により塑性化を経験した後に圧縮力の作用によって軸方向鉄筋がはらみだし(座屈)したことによると考えられる。北側の鉄筋(同図(2)参照)についても、荷重早期に -20000μ を超える圧縮ひずみが観測されており、その後は線形的な水平荷重～軸ひずみ関係に回復していない。このため、北側軸方向鉄筋についても、軸方向鉄筋が大きく塑性化した後にはらみだし(座屈)したことが示唆される。

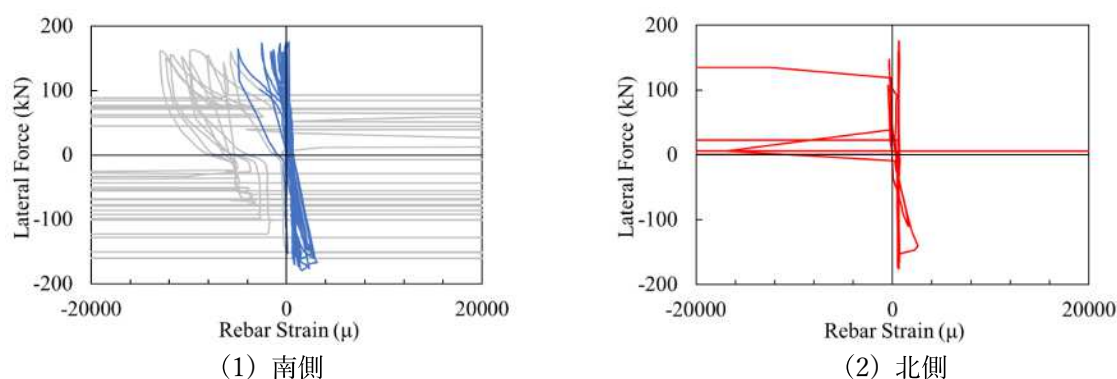
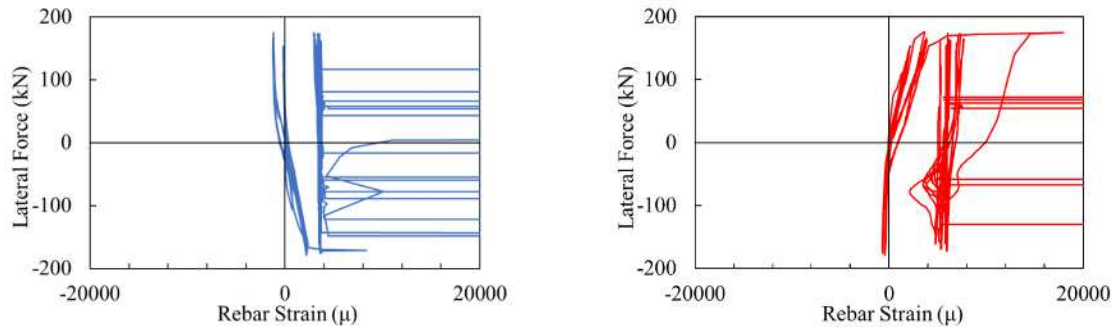


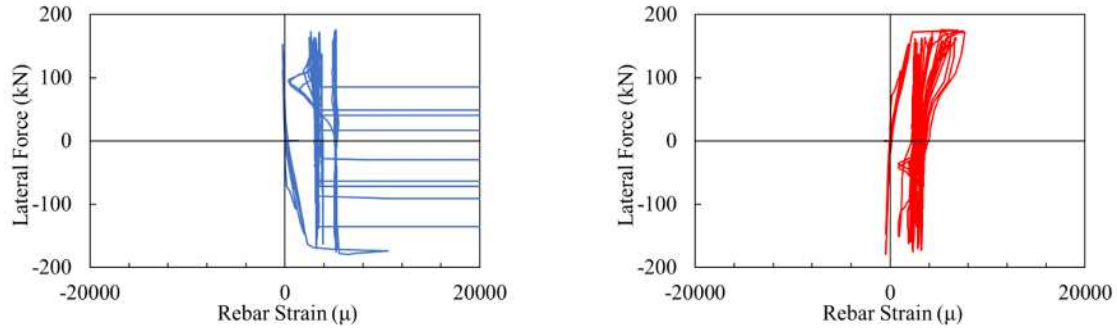
図-4.17 Case-3 供試体既存部軸方向鉄筋水平荷重～軸ひずみ関係の履歴
(柱基部から高さ 50mm 位置)

図-4.18には、**図-4.17**と同じく柱基部から高さ 150 mm, 200 mm, 300 mm および 400 mm 位置での水平荷重～軸ひずみ関係の履歴をそれぞれ示す。柱基部から高さ 150 mm および 200 mm 位置での水平荷重～軸ひずみ関係の履歴が塑性化によって引張り側(右側)に偏っており、荷重が 0 となっても永久ひずみが生じている。また、塑性化がある程度進展した(最大ひずみが 4000μ を大きく超えた)後は、水平荷重～軸ひずみの関係が縦軸に平行な直線となっている。軸方向鉄筋が大きな塑性化を経験したことで、伸びきったゴムのように荷重作用に反応しなくなったことが原因と推察される。同図(c)に示した高さ 300mm 位置では、南側の軸方向鉄筋ではらみだし(座屈)による圧縮ひずみの増大が確認されたものの、北側軸方向鉄筋はおおむね弾性挙動を示している。また、400 mm 位置(同図(d)参照)では、軸方向鉄筋の塑性化が確認されるが、ひずみレベルは最大でも 4000μ 程度に収まっており、同高さ位置での軸方向鉄筋の塑性化は 0 mm～200 mm のレベルに比べて小さい。

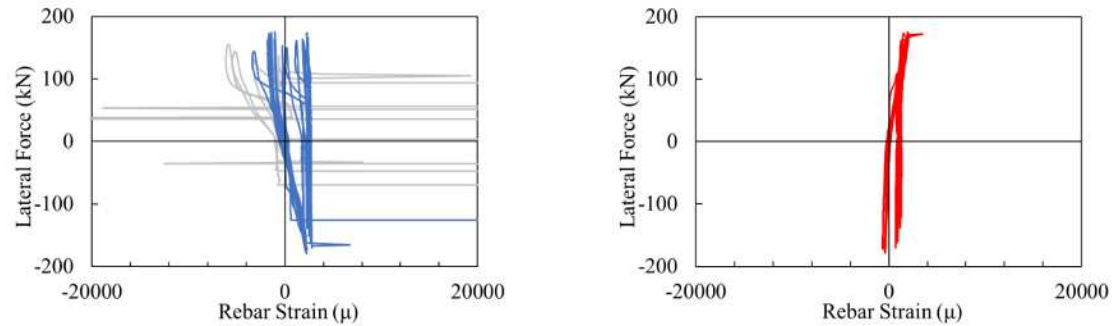
以上により、高強度打ち込み補強した Case-3 供試体では、軸方向鉄筋の損傷は 0 mm～200 mm におおむね限定され、**図-2.11**、**図-2.12**に示した Case-2 の無補強供試体と比較して、設計で想定した通り塑性化が塑性ヒンジ領域に限定されていることが確認できた。



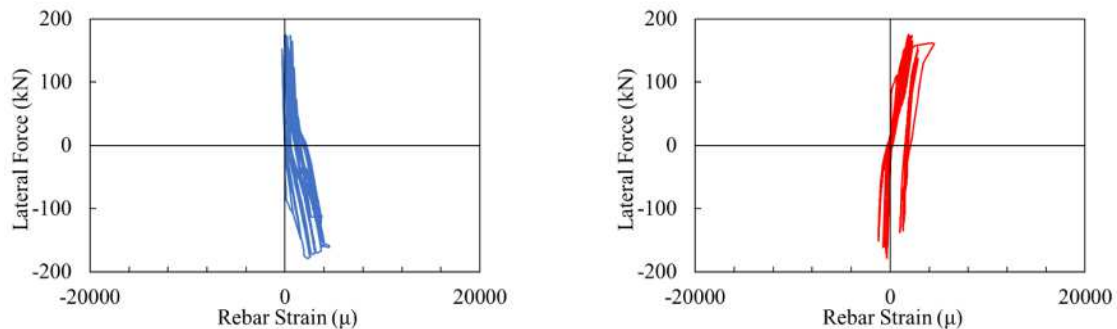
(a) 柱基部から高さ 150mm 位置



(b) 柱基部から高さ 200mm 位置



(c) 柱基部から高さ 300mm 位置



(d) 柱基部から高さ 400mm 位置

(1) 南側

(2) 北側

図-4.18 Case-3 供試体既存部軸方向鉄筋の水平荷重～軸ひずみ関係の履歴
(柱基部から高さ 150 mm～400 mm 区間)

続いて、低強度 PCM 材で吹付補強した Case-4 供試体の既存部に配筋した荷重方向最外縁の軸方向鉄筋について考察する。柱基部から 50mm の高さ位置における水平荷重～軸方向鉄筋ひずみ関係の履歴を図-4.20 に示す。図-4.17 に示した Case-3 供試体とは逆に、南側の軸方向鉄筋に顕著な塑性化、北側の軸方向鉄筋に軸方向鉄筋のはらみだしが確認され、Case-3 供試体よりも顕著な損傷となっている。

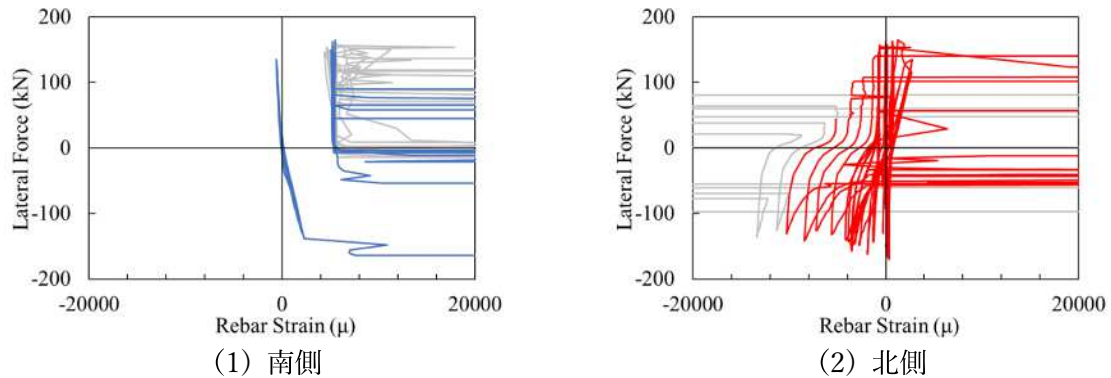
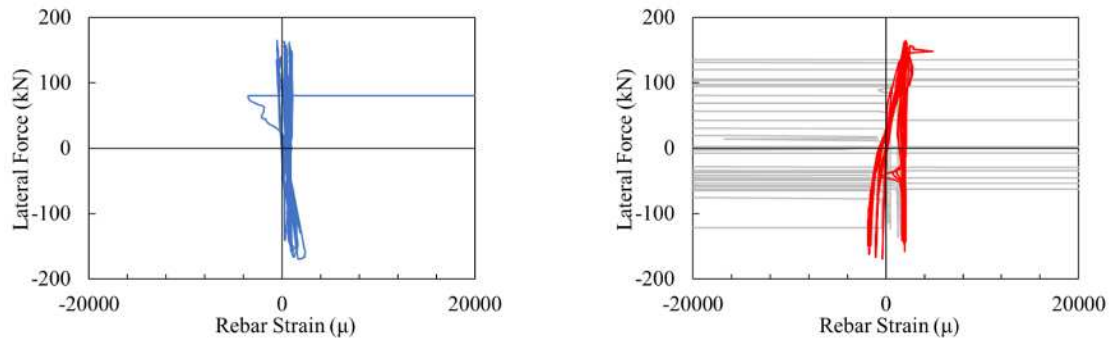


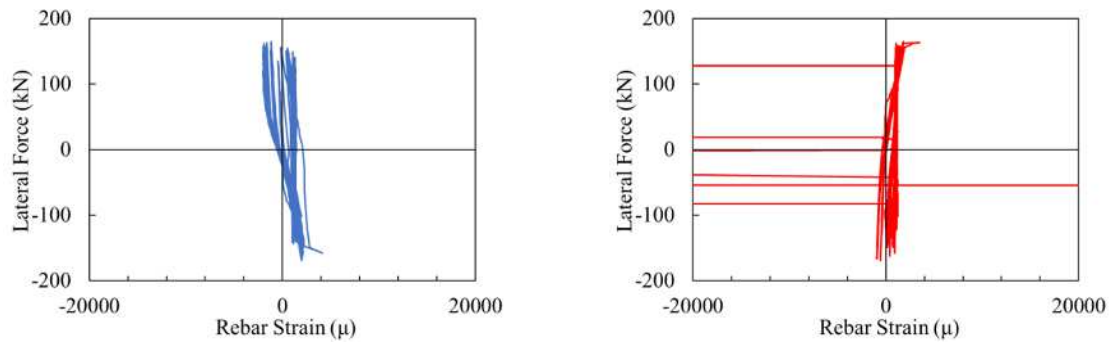
図-4.19 Case-4 供試体既存部軸方向鉄筋水平荷重～軸ひずみ関係の履歴
(柱基部から高さ 50mm 位置)

一方、図-4.18 にと同様に柱基部から高さ 150 mm, 200 mm, 300 mm および 400 mm 位置での水平荷重～軸ひずみ関係の履歴をそれぞれ示す。同図(1)に示した南側の軸方向鉄筋は弾性変形レベルないし若干塑性化した程度の塑性化しか生じていないが、同図(2)に示した北側の軸方向鉄筋には顕著な損傷が発生している。同図(2)(a)および(b)に示した高さ 150 mm, 200 mm の軸方向鉄筋も、赤線で示されている荷重初期段階こそ概ね弾性領域の変形となっていますが、荷重が進むにつれて $\pm 20000 \mu$ のひずみが観測されるようになっており、大きな塑性化が生じている。

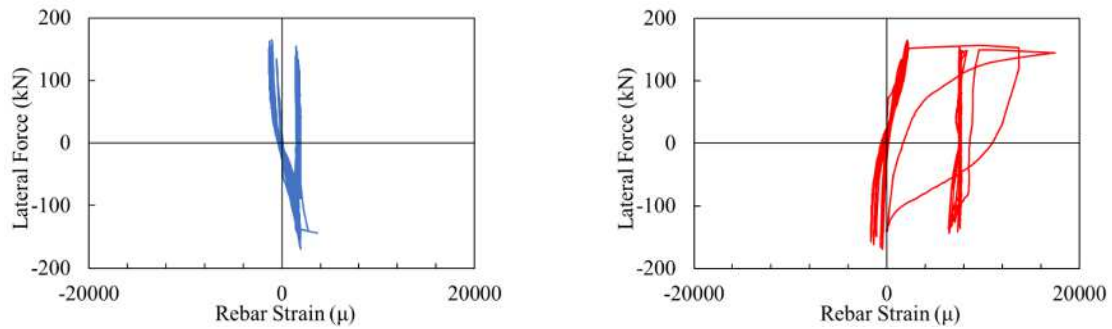
図-4.8 に示した水平荷重～水平変位の関係の履歴に違いが見られなかったが、高強度打ち込み補強した Case-3 補強供試体では既存部(内部)の軸方向鉄筋の損傷は塑性ヒンジ領域に限定される一方、低強度吹付コンクリートによる Case-4 補強供試体では損傷が片側に集中し、塑性ヒンジ領域を超えて広範囲に広がっていることが確認された。



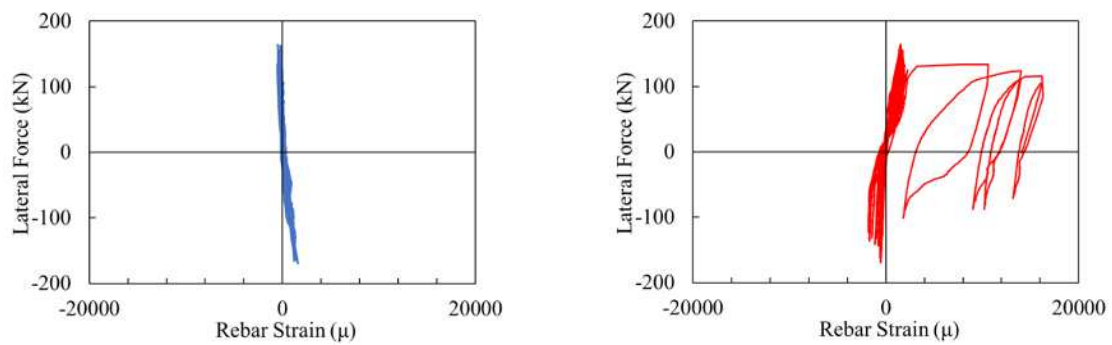
(a) 柱基部から高さ 150mm 位置



(b) 柱基部から高さ 200mm 位置



(c) 柱基部から高さ 300mm 位置



(d) 柱基部から高さ 400mm 位置

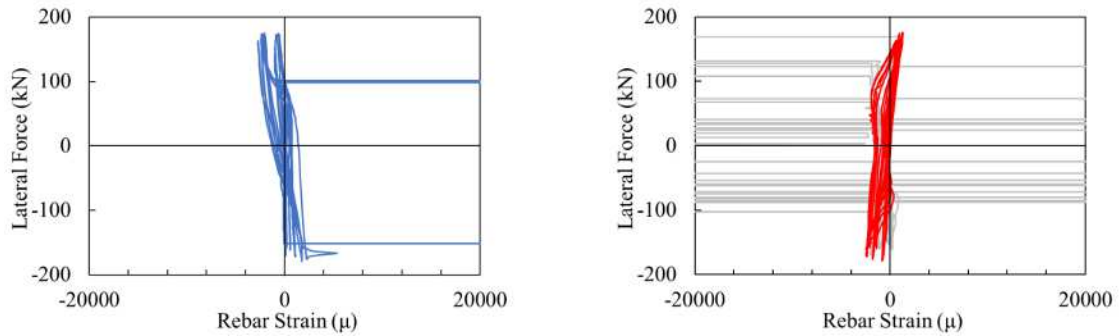
(1) 南側

(2) 北側

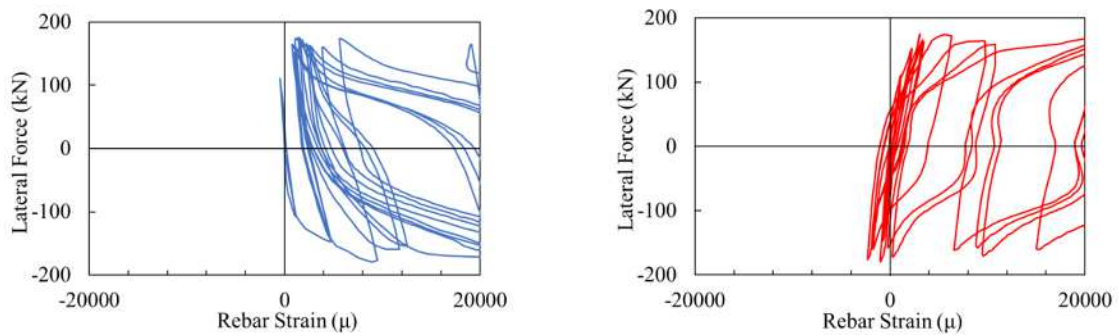
図-4.20 Case-4 供試体既存部軸方向鉄筋水平荷重～軸ひずみ関係の履歴

(b) 補強部の軸方向鉄筋

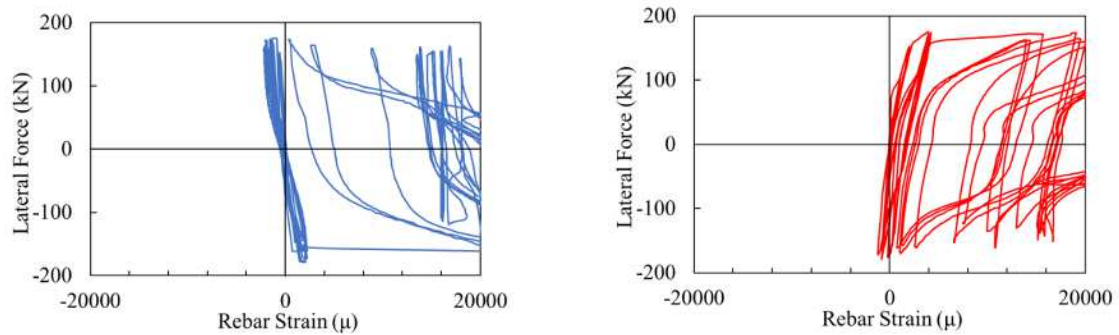
一方、図-4.22 (c)-(2)に示した Case-4 供試体補強部北側軸方向鉄筋履歴では、一度約 20,000 μ レベルの引張ひずみ(正側)が生じた後、ひずみが $1\sim 2 \times 10^4 \mu$ 程度の塑性ひずみが生じている。圧縮荷重(マイナス側)を受けてひずみが伸びる履歴が見られた他、図-4.16(b)の示した実験結果とも整合することから、こうした挙動が鉄筋の座屈に起因していることが示唆される。



(a) 柱境界部から深さ-200mm 位置



(b) 柱境界部から 50mm 位置



(c) 柱境界部から 200mm 位置

(1) 南側

(2) 北側

図-4.21 Case-3 供試体補強部軸方向鉄筋水平荷重～軸ひずみ関係の履歴

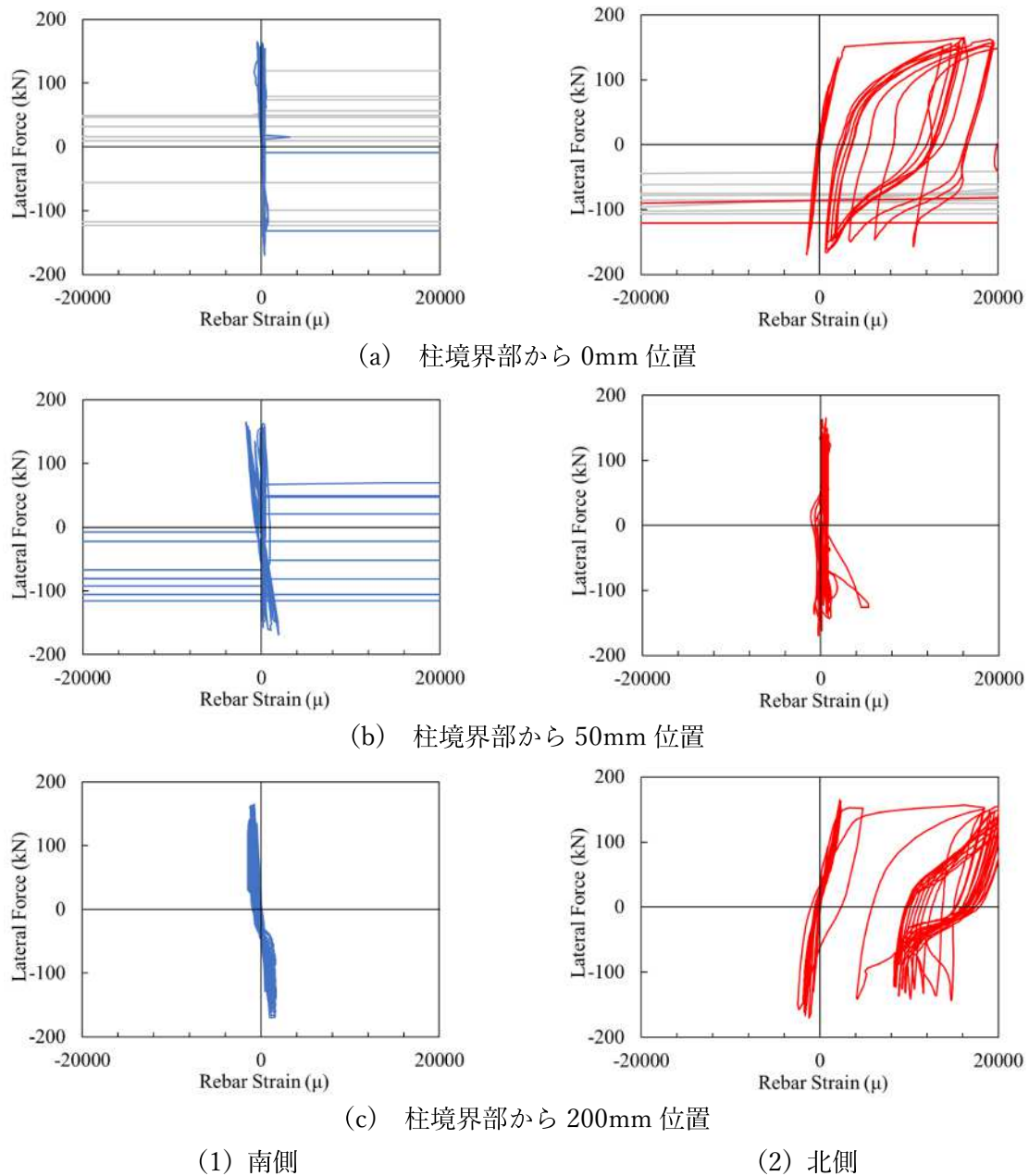


図-4.22 Case-4 供試体補強部軸方向鉄筋水平荷重～軸ひずみ関係の履歴

帯鉄筋の損傷について、RC 柱の正負交番載荷実験では、曲げ変形時に圧縮側領域のコンクリートが、軸圧縮応力の作用によりポアソン現象で膨張しようとする効果を相殺するよう帯鉄筋に引張変形が生じ、帯鉄筋で囲まれた領域のコンクリートを拘束する。このような効果を実験で評価するために、本実験では帯鉄筋にひずみゲージを貼付し、載荷中の帯鉄筋の変形挙動を計測したので、帯鉄筋の拘束効果について検討を行う。

図-4.23 には、Case-3 および Case-4 供試体の柱基部高さ 100mm および 200mm 位置に配置した既存部と補強部の帯鉄筋の水平荷重～ひずみ関係の履歴を示す。Case-3 供試体の帯鉄筋の荷重～ひずみ履歴は、同図 (a) に示した通り、アルファベット K の字を描いている。これは、水平荷重の増加に伴い、側面の帯鉄筋が横拘束効果を発揮して内部コンクリートや軸方向鉄筋のはらみ

出しを抑制する一方、荷重が0になると帯鉄筋のひずみが小さくなり、原点回帰型の履歴形状を示すためである。一方、同図 (b) に示した Case-4 供試体では、Case-3 供試体の帯鉄筋のひずみ履歴のような原点回帰型の履歴とはならず無秩序な変形挙動を示しているとともに、大きなひずみが発生している。このように原点型の履歴を示さない原因としては、帯鉄筋に貼付したひずみゲージのリード線が内部で断線している可能性を除けば、軸方向鉄筋のはらみ出しや、帯鉄筋自体の変形によって、帯鉄筋が部分的に塑性化してしまっていることを示唆している。

一度、曲げ荷重時に帯鉄筋が塑性化してしまうと、それ以上の変形（荷重変位）が生じない限り、内部コンクリートが膨張しようとする変形に対して帯鉄筋は拘束力を発揮せず、コンクリートの拘束効果が低下していることが示唆される。以上の理由により Case-4 供試体の帯鉄筋は、Case-3 供試体と比較して十分な拘束効果を発揮していなかったのではないかと懸念される。

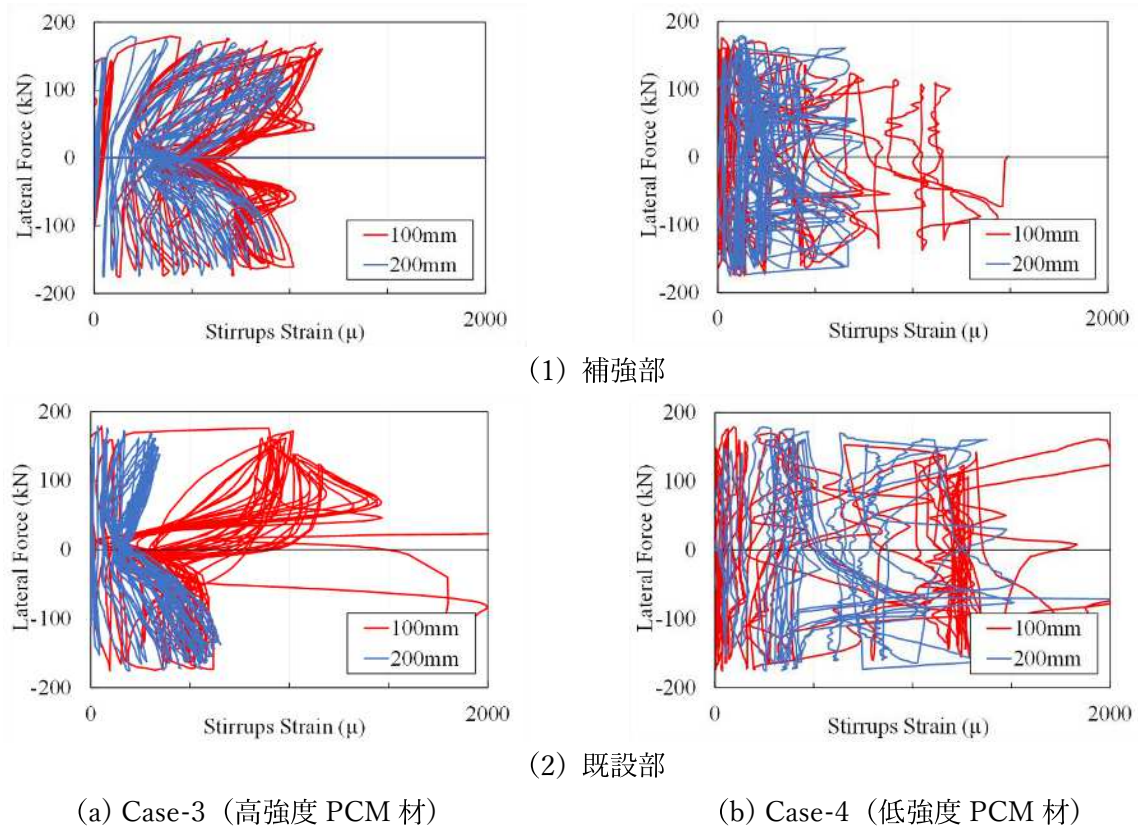


図-4.23 帯鉄筋の水平荷重～ひずみの履歴（柱基部高さ100 mmおよび200 mm）

4.4 PCM 補強材による RC 柱の回転変形の抑制効果の評価

2章で行われた荷重実験と3章でのFE再現解析では、標準供試体 Case-2 の軸方向鉄筋の抜け出しに伴い、RC柱のロッキング挙動が卓越することが判明している。本章では、柱基部に設置した鉛直変位計のデータから柱基部での回転変形および中立軸位置に関する考察を行い、PCM補強がロッキング挙動の抑制に効果的であったのかについて考察を行う。

本実験では、**図-2.6**と同様に、柱基部から100mmの高さで柱の鉛直方向変位を計測している。RC供試体が曲げ変形すると、供試体表面から25mmだけ張り出された羽根がシーソーの様に回転運動を起こすために、北側、南側で逆向きの鉛直方向変位 (v_N, v_S) が計測される。このために柱基部での回転変位は**図-4.24** および次式にて算出した。

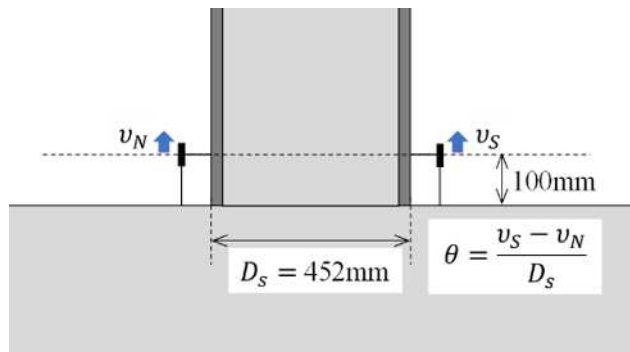


図-4.24 柱基部位置における鉛直変位と柱基部での回転角

$$\theta = \frac{v_N - v_S}{D + 50} \quad (\text{式-4.1})$$

また、中立軸が水平方向での移動量 h_c は**図-4.25**より次式の通り求められる。

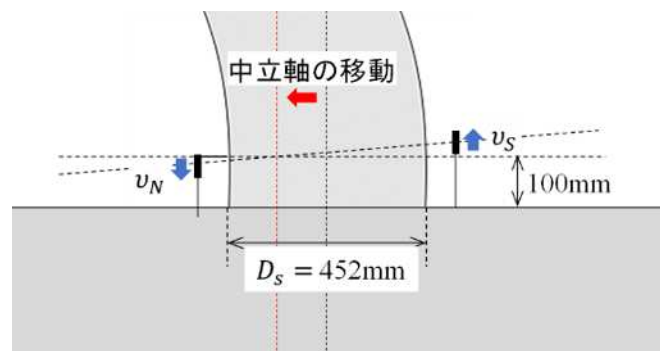


図-4.25 荷重過程中立軸位置変化のイメージ

$$h_c = \frac{v_N}{\tan \theta} - 25 - \frac{D}{2} \quad (\text{式-4.2})$$

(式-4.2より求めた、中立軸が水平方向での移動量 h_c が荷重各段階でどのように推移したのかを図-4.26に示す。なお、回転変位 θ が小さくなると中立軸高さは、(式-4.2の第一項がゼロ割により、非常に大きな値となってしまいうために、そのような結果については除外した(同図内に灰色の点で表示)。

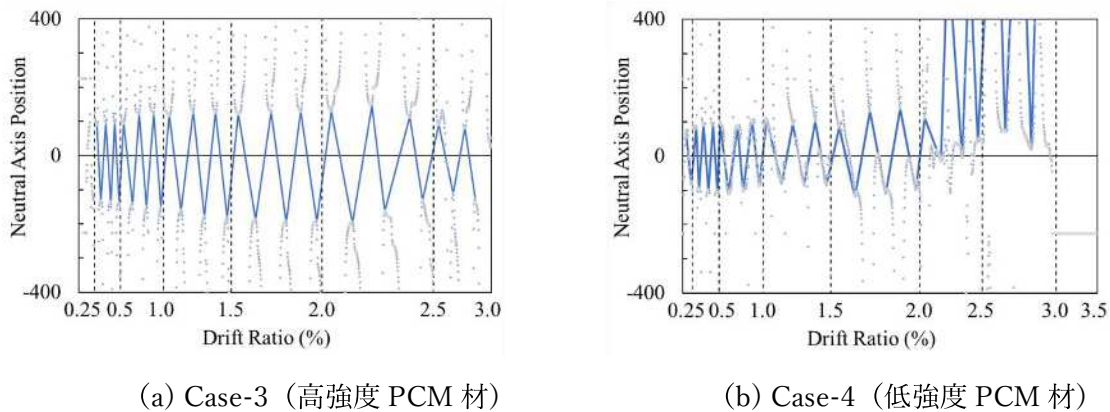


図-4.26 中立軸位置の推移

同図(a)に示したとおり、Case-3供試体では断面の中央から±200mmの範囲(断面内)を中立軸が往復している。一方、同図(b)に示したCase-4供試体では、ドリフト2%までは±200mmの範囲を中立軸が往復しているが、ドリフト2.5%以降の荷重時に、中立軸が断面の外にはみ出すようになった。これは、軸方向鉄筋の抜け出しや、これに伴う軸方向鉄筋にはらみ出し(局部変形)が生じるなどして、平面保持の仮定が成り立たなくなり、安定した変形挙動が困難になったことが原因として考えられる。

柱基部位置での回転変位を図-4.27に、Case-3供試体とCase-4供試体で比較して示す。荷重ステップが進むにつれて、柱基部位置での回転変位が大きくなり、ドリフト2.5%以降でCase-4供試体の回転変位が急激に増加している。

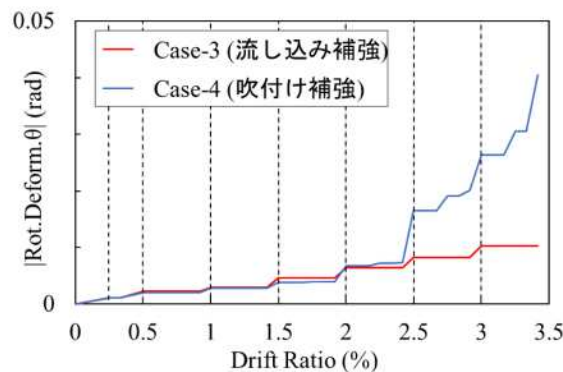


図-4.27 最大回転変形角の推移

この回転変位から、荷重点高さ位置での回転変形量を算出し、これを荷重変位で除して、荷重変位に占める回転変形量の割合を求めた結果を図-4.28 に示す。ドリフト 2.5%以降で Case-4 供試体の回転変形挙動が大きくなり、ロッキング変形挙動が卓越する結果となった。

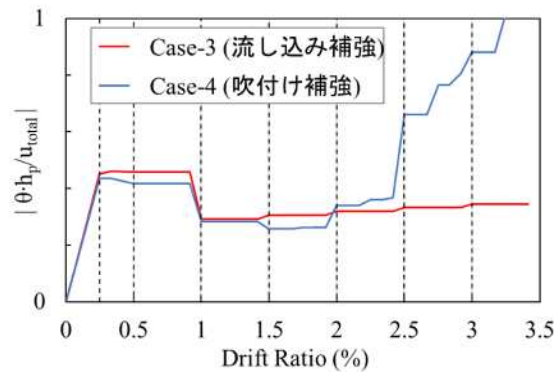


図-4.28 柱頂部での柱の回転変形量の占める割合

これらの結果を総合すると、Case-4 供試体ではドリフト 2.5%までは、Case-3 供試体と同じような挙動を示し、補強効果も確認されたが、ドリフト 3.0%以降においてロッキング変形挙動が卓越して橋脚が終局状態を迎えたと考えられる。

前節で詳述してきた通り、高強度 PCM 材で補強した Case-3 供試体と、低強度 PCM 材で補強した Case-4 供試体とを比較すると、水平耐力や変形性能は同程度の向上が見られた。しかし、Case-4 供試体では、軸方向鉄筋の損傷が柱基部およびフーチング内部にまで及んでおり、ドリフト 3.0%以降、ロッキング変形挙動が卓越するようになっていることから、高強度 PCM 材で補強した Case-3 供試体の方が安定した高い補強効果が得られた。

4.5 まとめ

本章では正負交番載荷試験に基づき、細径軸方向鉄筋を密に配置した RC 柱を PCM 補強した場合の効果について研究を行った。本研究で得られた知見を以下に示す。

- 1) 標準供試体 Case-2 供試体と比べて、PCM 材で補強した Case-3, Case-4 両供試体では、最大水平耐力が約 2 倍、終局変位が約 1.3 倍に向上した。
- 2) 吹付け PCM の施工 Case-4 の場合、施工に十分な配慮は行っているが、巻き立て厚さが均一になっていないや、軸方向鉄筋の裏側にコンクリートが十分に行き渡らなかったや、軸方向鉄筋への吹付け材の密度が異なるなどの可能性もあり、こうしたことが鉄筋の付着一すべり現象に影響を与え、補強効果の違いとして現れたと考えられる。
- 3) 標準供試体 Case-2 と同様に、補強供試体 Case-3, Case-4 にも強いピンチング挙動が観測され、軸方向鉄筋のはらみ出しによる耐力低下が生じた。低強度 PCM 材を吹付け施工した Case-4 供試体の方が、軸方向鉄筋のはらみ出しが大きく、曲げ変形性能が低い可能性が示唆された。
- 4) 補強された両供試体 Case-3, Case-4 の履歴吸収エネルギー吸収性能が標準強供試体 Case-2 より大幅に向上し、最大水平耐力は同程度であるが、低強度 PCM 材を吹付け施工した Case-4 供試体より、高強度 PCM 材を打ち込み施工した Case-3 供試体の履歴吸収エネルギーが最大で 20 %程度大きくなっている。
- 5) Case-3, Case-4 供試体は、ドリフト 2.0 % 以降に降伏時剛性の-10%以下 (-6.7%) 程度しか低下しなかったため、耐震性の向上が期待できる。
- 6) 補強された両供試体 Case-3, Case-4 では柱基部から 200 mm の範囲内にコンクリートおよび軸方向鉄筋のはらみだし等の損傷が見られたが、柱基部位置以外では、軸方向鉄筋のはらみ出しに伴う、顕著な軸方向鉄筋の局部変形は観察されず、PCM 巻き立て補強により損傷が適切に抑制できた。
- 7) 高強度 PCM 材を打ち込み施工した Case-3 供試体より低強度 PCM 材を吹付け施工した Case-4 供試体の方が、軸方向鉄筋の損傷が柱基部に局所化した。これにより、Case-3 より軸方向鉄筋のフーチングからの抜け出し量が大きかった可能性が高く、柱躯体部の軸方向鉄筋の損傷を抑制できたと考えられる。
- 8) 高強度打ち込み補強した Case-3 供試体では、軸方向鉄筋の損傷は 0 mm~200 mm に限定され、設計で想定した通り塑性化が塑性ヒンジ領域に限定されていることが確認できた。一方、吹付け補強した Case-4 供試体では、補強設計では想定しなかった、北側軸方向への損傷の集中と塑性ヒンジ領域を超えた損傷の分散が確認され、両補強供試体の水平荷重~水平変位関係の履歴では確認できなかった違いが生じている。
- 9) 高強度 PCM 材を打ち込み施工した Case-3 供試体の帯鉄筋ひずみは原点回帰型の履歴形状が確認できたが、低強度 PCM 材を吹付け施工した Case-4 供試体の帯鉄筋ひずみ履歴は無秩序な変形挙動を示しており、Case-3 供試体より十分な拘束効果を発揮できなかった可能性が示唆される。

- 10) 高強度 PCM 材を打ち込み施工した Case-3 供試体では、柱基部位置での中立軸が、載荷中に断面の中央から±200 mm の範囲（断面内）往復している。逆に、低強度 PCM 材を吹付け施工した Case-4 供試体では、ドリフト 2.5 % 以降、中立軸が断面の外にはみ出し、回転変位が急激に増加して、ロッキング変形挙動が卓越する結果となった。
- 11) 両供試体の水平耐力や変形性能は標準強供試体 Case-2 より同程度の向上が見られたが、低強度 PCM 材を吹付け施工した Case-4 供試体では、軸方向鉄筋の損傷が柱基部およびフーチング内部まで及んでおり、ロッキング変形挙動が卓越したため、Case-3 供試体の打ち込み補強を実施した方が安定した変形性能が確保出来ると考えられる。

参考文献

- [4.1] 財団法人海洋架橋・橋梁調査会: 既設道路橋の耐震補強工法事例集, 2005.
- [4.2] RC 構造物のポリマーセメントモルタル吹きつけ補修・補強工法協会/施工実績 (NETIS 登録番号: QS-070007-V). <http://pcm-shotc.com/work/index.html>
- [4.3] 中村 智, 日野 伸一, 山口 浩平, 佐藤 貢一: PCM 吹付け工法による既設 RC 橋脚の耐震補強に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, No. 3/V-29, pp.895-900, 2007.
- [4.4] 宮野 暢紘, 山口 浩平, 若杉 三紀夫, 日野 伸一: 乾式及び湿式 PCM 吹付け工法による RC 橋脚の耐震補強, コンクリート工学年次論文集, No. 2/V-37, pp.895-900, 2015.
- [4.5] 宮内 克之, 秋田 政人, 下枝 博之, 南 宏一: ポリマーセメントモルタルの乾式吹付け工法を用いた既存 RC 造柱の耐震補強, コンクリート工学論文集, No. 1/V-22, pp.43-55, 2011.

第5章 FEAによる補強 RC 柱の再現解析を通じた補強効果の検証

5.1 はじめに

RC 構造物の補強による評価に関する実験的研究が多いが^{[5.1], [5.2], [5.3]}, 実験だけでは, 施工工法の違いが材料強度や横拘束効果などへの影響が不明瞭であるため, 本章では, PCM 材の打ち込み補強供試体 Case-3 をモデル化し, 二次元有限要素解析に基づいて再現解析を行った. PCM 打ち込み補強により基準無補強供試体 Case-2 に比べ, 曲げ耐力および変形性能が向上した一方, 载荷途中で RC 柱が曲げ変形モードからロッキング変形モードへの移行が抑制できるかどうかを検証した.

5.2 解析モデル

5.2.1. 構造モデル化

本章の有限要素解析で用いた解析モデルと有限要素モデル (メッシュ) を図-5.1 に示す. 実験と同じように鉛直方向に 160kN の鉛直荷重を与え, 水平変位を载荷した. なお, 载荷は応力集中現象を避けるために弾性載荷板 (鋼材, $E=210\text{Gpa}$) を介して行っており, フーチング底面および上表面一定幅を水平及び鉛直方向の変位を拘束した.

有限要素解析では不規則なメッシュ形状を採用すると, 要素内の積分計算コストが高くなる他, 応力集中に伴う誤った変形が発生しすることから, 本研究では同図(c)に示した通り, 柱部は一律に $50\text{mm} \times 50\text{mm}$ の正方形メッシュを採用し, PCM 補強部は厚さ方向に一要素となるように, $26\text{mm} \times 50\text{mm}$ のメッシュを用いた. フーチング内部のメッシュ形状も調整し, 正方形または矩形になるように調整した.

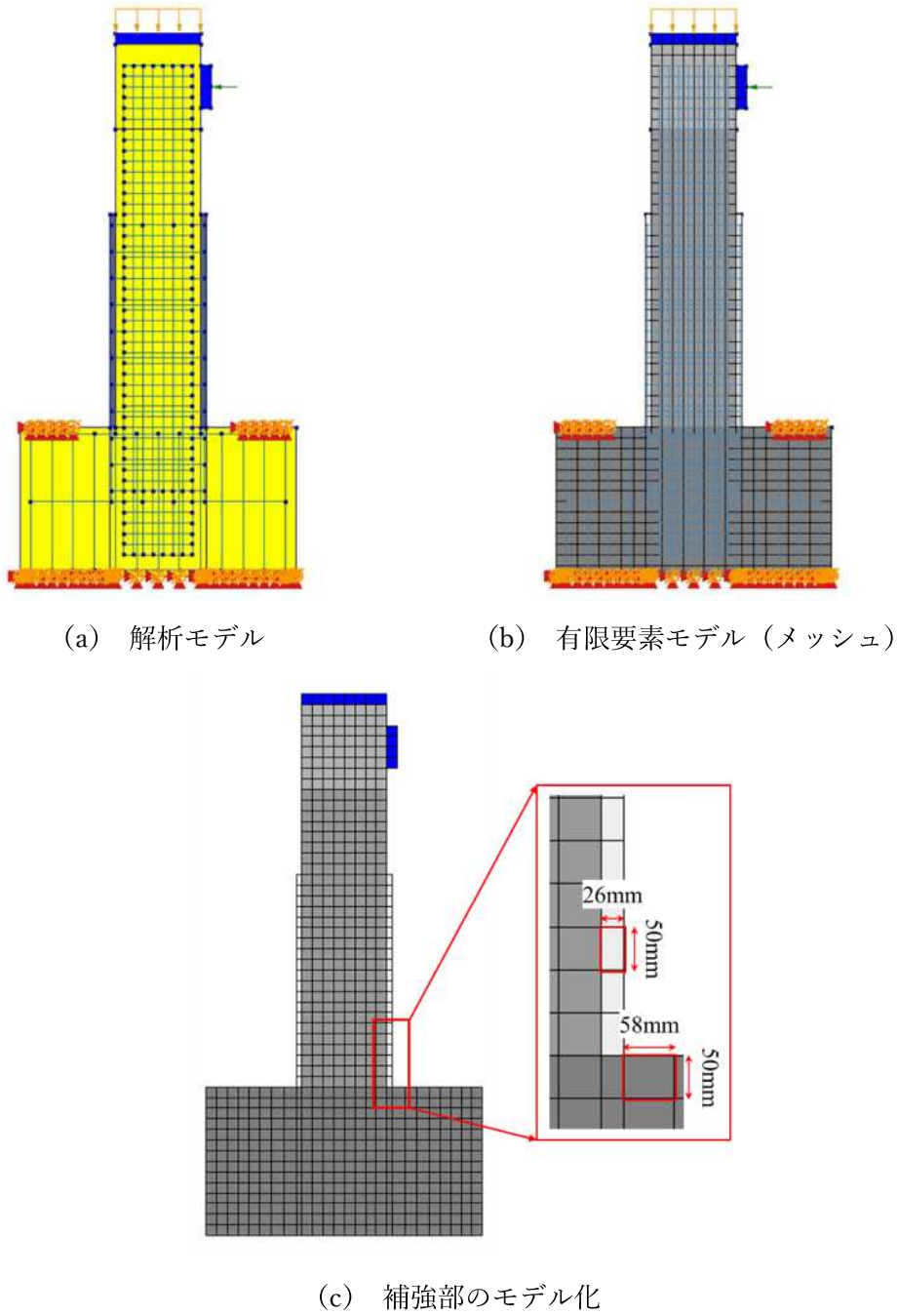


図-5.1 補強供試体 Case-3/4 の FE 解析モデル

5.2.2. 材料パラメータ

解析では、各材料のモデル化およびそのパラメータを表-5.1 に示す通りモデル化を行った。ポリマーセメントモルタル（PCM 材）の性質が既存部コンクリートと同様に図-3.11 に示した多方向固定非直交ひび割れモデルを用いて PCM 材のひび割れ特性をモデル化した。コンクリートの圧縮強度は

表-2.1 に示したように 27.6MPa とした、Case-3 補強供試体の PCM 材補強材の厚さが薄い（26mm）ため、横拘束効果による既存部コンクリート強度の増加を考慮しないことにした。また、PCM 材の圧縮強度は、表-4.1 に示した高強度打ち込み PCM 材圧縮載荷実験結果の平均値 72.0MPa とした。また、繰り返し載荷の再現性の向上を図るため、既存部と補強部は 3 章の解析と同様に、Maekawa-Fukuura Model を用いてモデル化した。

軸方向鉄筋については、除荷再載荷途中で滑らかな履歴があり、バウシinger効果も再現できる Menegotto-Pinto Model でモデル化し、既存部鉄筋（D10, SD295A）の降伏強度が 295MPa、補強部鉄筋（D13, SD345）の降伏強度が 345MPa とした。横拘束筋については、既存部帯鉄筋（D6, SD295A）の降伏強度が 295MPa で、補強部帯鉄筋（D6, SD345）の降伏強度が 345MPa で、対称バイリニア型の Von-Mises モデルを用いた。

表-5.1 補強供試体のモデル化における材料パラメータ

部材	材料パラメータ		既存部 鉄筋コンクリート	補強部 (PCM 材)		
				Case-3 高強度打ち込み PCM 材	Case-4 乾式低強度 吹付け PCM 材	
コンクリート	弾性係数	E_c (MPa)	28	28		
	材料非線形モデル	—	Maekawa-Fukuura Model			
	圧縮強度	σ_c (MPa)	27.6	72.0	55.3	
	引張強度	σ_{bt} (MPa)	2.10	3.98	3.34	
鉄筋	軸方向鉄筋	—	D10	D13		
		—	SD295A	SD345		
	弾性係数	E_s (GPa)	210			
	材料非線形モデル	—	Menegotto-Pinto Model			
	降伏強度	σ_{sy} (MPa)	295	345		
	帯鉄筋	帯鉄筋規格	—	D6	D6	
		—	—	SD295A	SD345	
		弾性係数	E_s (GPa)	210		
材料非線形モデル		—	Von-Mises モデル			
降伏応力度	σ_{sy}	295	345			

5.3 再現解析に基づくRC柱供試体の曲げ変形挙動の再現とこれに基づく細径軸方向鉄筋を有する供試体の耐震補強効果の検証

5.3.1 鉄筋に付着—すべりを入れる場合

PCM巻き立て補強により、付着強度及び付着破壊モードへの影響について、不明瞭な点が多いため、ここでは、三章で実験結果をうまく再現できた Case-2 の付着—すべりモデルを参照として、Case-3 の付着—すべりモデルを算出する。既存部軸方向鉄筋の最大付着強度は三章と同様に 3.47MPa としたが、補強部軸方向鉄筋の最大付着強度については、打ち込み PCM 材の平均圧縮強度 72.0MPa から、CEB-FIP 2010 Code により 4.41MPa を算出した。図-5.2 は解析に用いた補強部と既存部鉄筋それぞれの付着—すべりモデルである。

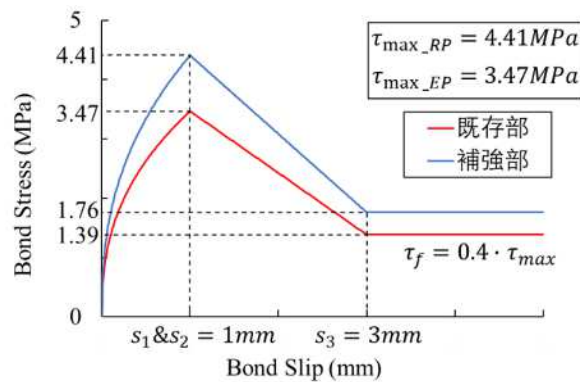


図-5.2 補強供試体 Case-3 の付着—すべりモデル

Case-3 供試体を対象として、補強部と既存部にそれぞれ付着－すべりモデルを入れて、有限要素解析により得られた水平荷重～水平変位関係の履歴を図-5.3 に示す。

最大最小水平荷重が再現できたが、未収束ところも多すぎて、除荷再載荷時の剛性変化、すなわちピンチング現象もうまく再現できなかった。

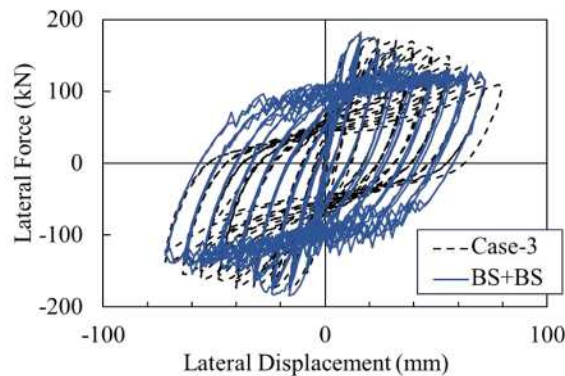


図-5.3 補強供試体水平荷重－水平変位関係の履歴（付着－すべり考慮）

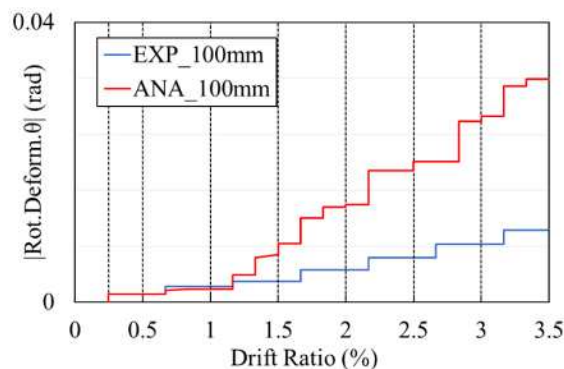


図-5.4 最大回転角の推移

一方、柱基部での回転変形の考察については、図-4.24 に示したように、載荷方向に RC 柱を貫通する鋼棒を設置して、鋼棒両端に鉛直方向変位計を設置して変位の計測を行った。両端での鉛直変位の差分を変位計測位置の間隔で除して、柱基部での回転変形を推計している。高さ 100 mm 位置だけではなく高さ 200 mm 位置にも鋼棒を設置したが、基部からの距離が長すぎたために、0～200 mm 高さまでの柱部の曲げ変形の影響が大きく、残念ながら精度が疑われたことから、実験結果との対比においてはこれを除外し、柱基部から 100 mm 位置で計測した回転変位についてのみ考察を行う。

図-5.2 に示した付着－すべりモデルを採用した結果、柱基部高さ 100 mm 位置における回転角の推移は図-5.4 に示す。解析では、1.5%Drift から回転角が徐々に増大し、3.5%Drift の時、解析値は実験値の約 3 倍になり、柱の回転変形を過大評価されて、実験とうまく整合できなかったと判断した。

5.3.2 鉄筋が完全定着される場合

一方、高強度PCM材の巻き立て補強と補強部の横拘束筋により、既存部への横拘束効果が大きくなり、また、補強部はSD345、D13の鉄筋を使っていて、既存部軸方向鉄筋より、強度や直径が一層大きくなり、補強部軸方向鉄筋の間隔も既存部より広がった。前述した通り、主筋の配置及び横拘束効果も付着破壊メカニズムに影響し、4章のCase-3の実験結果から見ると、高強度PCM材の打ち込み補強は橋脚のロッキング変形を抑制できたため、軸方向鉄筋の抜け出し現象も抑制できたと考えられる。

以上のことから、Case-3 供試体を対象として、鉄筋とコンクリート間の接合性能が完全で、軸方向鉄筋～コンクリート間のすべりは生じないものと仮定して解析を行った。有限要素解析により得られた水平荷重～水平変位関係の履歴を図-5.5(a)に示す。解析結果は、実験時の3.0%Drift以降の耐力低下を再現できていないが、これは、前述した通り図-4.15と図-4.16に示した軸方向鉄筋のはらみだし（座屈）現象が主な原因だと考えられる。

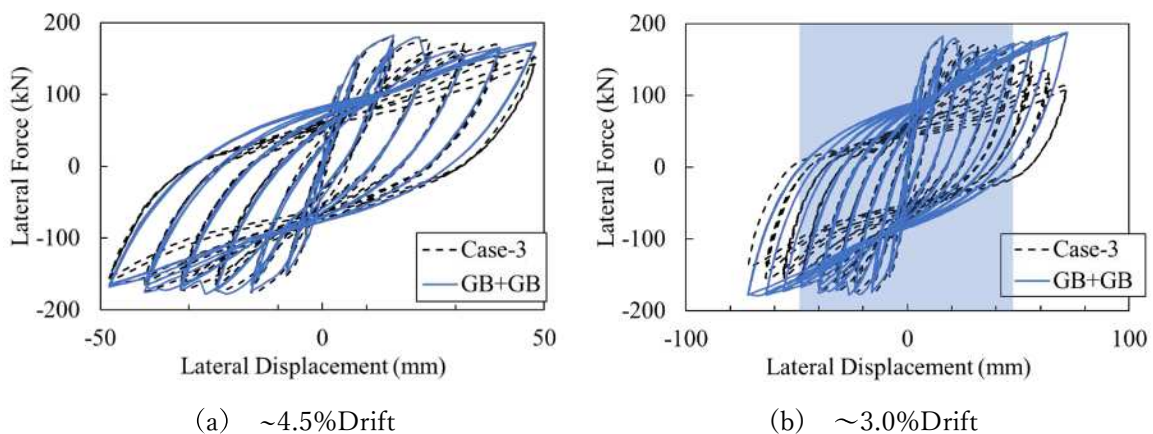


図-5.5 補強供試体水平荷重－水平変位関係の履歴

埋め込み鉄筋要素中の鉄筋の座屈については、鉄筋の幾何学的非線形性を考慮することによってその影響を解析で再現することが可能とされている。このため、鉄筋の幾何学的非線形性を考慮した解析も実施したが、コンクリートおよび軸方向鉄筋の材料非線形性とコンクリート～軸方向鉄筋間の付着－すべりモデルに加えて、軸方向鉄筋の幾何学的非線形性まで考慮すると安定して解を求めることが出来なかったため、同解析を断念した。本研究では、鉄筋が座屈する直前までの損傷状況から補強効果を検証することとし、鉄筋の幾何学的非線形については考慮せず、3.0%Drift以降の耐力の低下については再現できないのは当然であるものとし、議論を進めることとする。

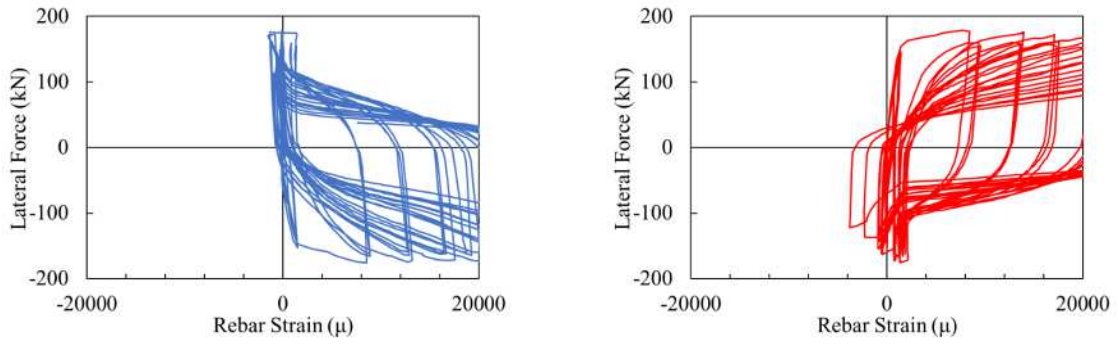
同図(b)では載荷履歴3.0%Driftまでの荷重変位履歴を示した、鉄筋が座屈する前の荷重変位履歴と比較すると、最大・最小水平荷重は精度よく再現できた。また、実験に観察された荷重変位履歴のピンチング現象についても、3.0%ドリフト再載荷の剛性は実験より少し大きめであるが、2.5%ドリフトまでの除荷再載荷履歴の実験結果を概ね再現できており、3.0%ドリフトでも除荷再載荷時の初期剛性も実験と一致する結果を得ることが出来た。

図-5.6 と図-5.7 はそれぞれ Case-3 供試体における、有限要素解析に得られた既存部及び補強部、各位置における軸方向鉄筋の水平荷重~ひずみ履歴を示す。実験で得られた結果(図-4.18 (既存部) および図-4.21 (補強部)) と比べて、鉄筋ひずみレベルが全体的に実験より過大評価されている。また、既存部軸方向鉄筋の損傷について、実験で得られた結果(図-4.18 参照) と比べると、柱基部位置(高さ 50 mm)における軸方向鉄筋ひずみレベルが実験よりはるかに上回る、これは 1.0% Drift 以降、50 mm 高さ位置の鉄筋に付設されたひずみケージの失効が原因である。

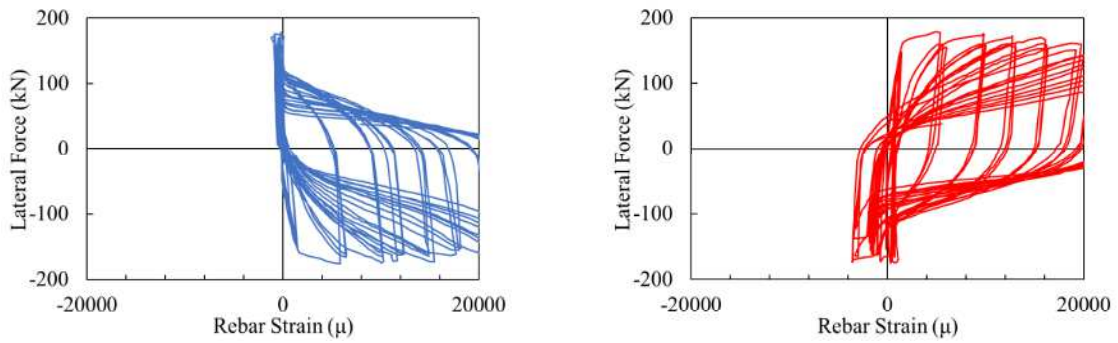
高さ 150 mm と 200 mm 位置における軸方向鉄筋の塑性化レベルも実験より過大になっており、実験のような鉄筋が一度塑性化した後にひずみ残留する現象が再現できていない。しかし、軸方向鉄筋が引張側に塑性化したことを再現できている点や、損傷領域が 150mm~200mm に集中する点は実験結果と整合する。

補強部鉄筋の損傷については、フーチング内部深さ 200mm 位置における軸方向鉄筋のひずみレベルが実験と同様に、弾性領域に抑えられ、境界部から高さ 50mm と 200mm 位置の軸方向鉄筋が引張側に大きな塑性ひずみが生じて、実験結果と整合した。しかし、既存部鉄筋と同様で、一度塑性化した鉄筋に生じたひずみ残留現象が再現できなかった。これは本章の解析では、鉄筋とコンクリートを完全付着と仮定し、単純な埋め込み鉄筋要素を用いた場合、3.2.1 (b)に詳述している通り、鉄筋のひずみが完全に所属する母要素の変位場から計算されるため、残留ひずみ現象が再現できなかったことに起因していると推定される。

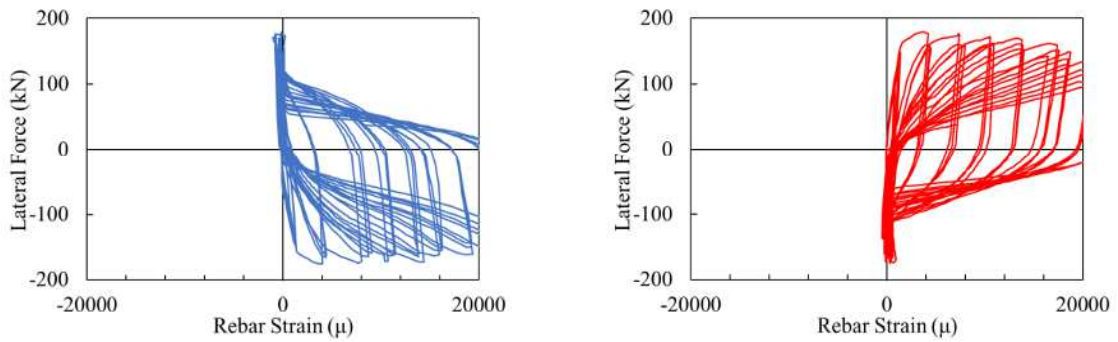
以上のことから、完全付着の埋め込み鉄筋要素を用いると、既存部の鉄筋の塑性化によって軸方向鉄筋の損傷が実験より大きめに評価されるが、鉄筋の損傷領域が実験と概ね同程度の損傷レベルとなっており、補強部の軸方向鉄筋に永久ひずみが残留する現象以外については実験と整合する結果が得られた。



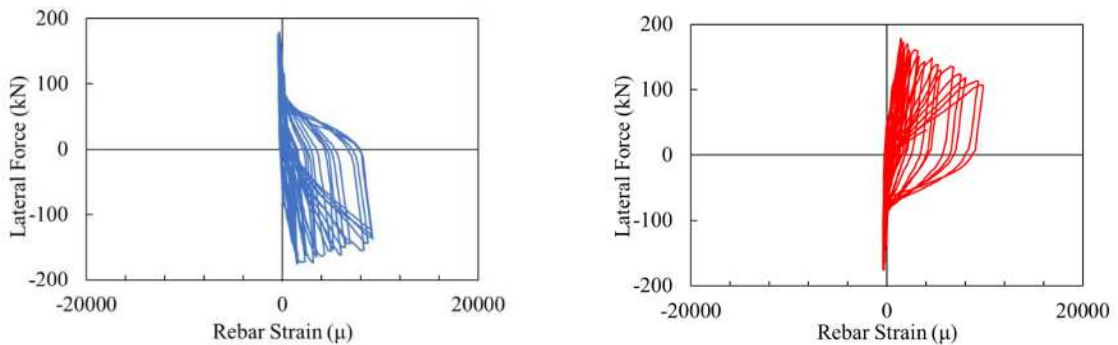
(a) 柱基部から高さ 50mm 位置



(b) 柱基部から高さ 150mm 位置



(c) 柱基部から高さ 200mm 位置

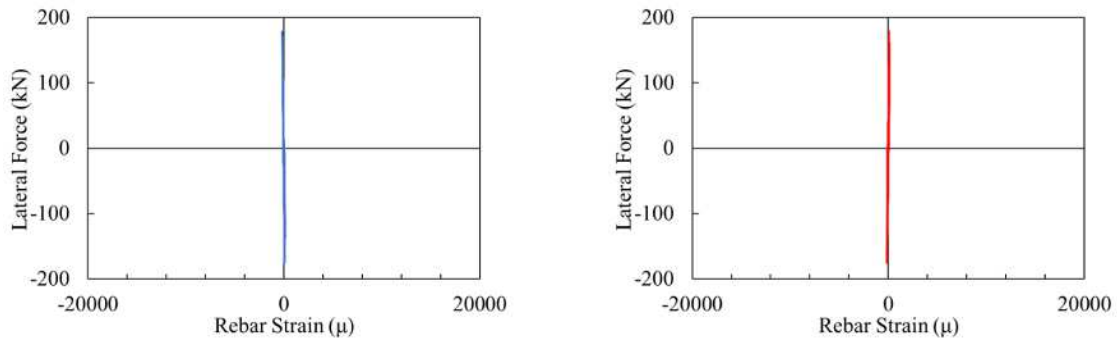


(d) 柱基部から高さ 400mm 位置

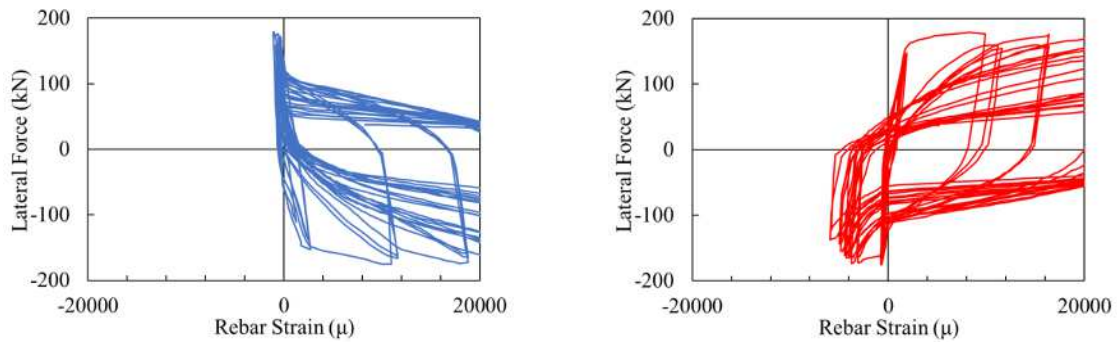
(1) 南側

(2) 北側

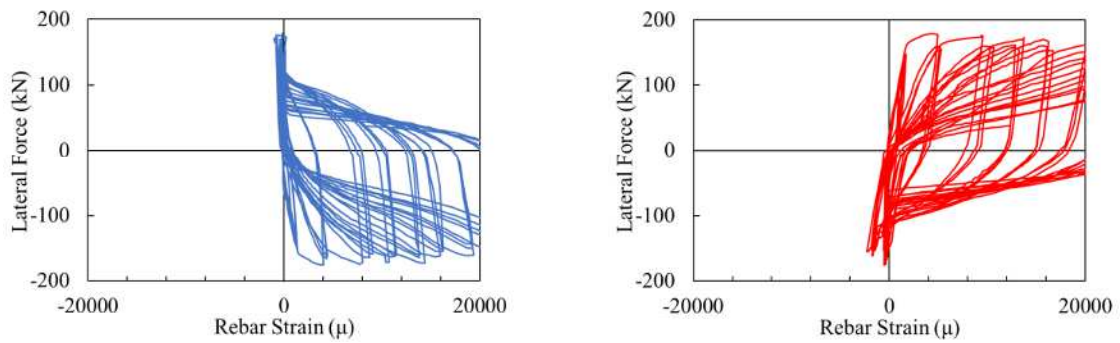
図-5.6 解析における Case-3 の既存部軸方向鉄筋水平力-ひずみ履歴



(a) 柱境界部から深さ-200mm 位置



(b) 柱基部から高さ 50mm 位置



(c) 柱基部から高さ 200mm 位置

(1) 南側

(2) 北側

図-5.7 解析における Case-3 の補強部軸方向鉄筋水平力-ひずみ履歴

柱基部での回転変形の考察については、解析精度を検討するために、100mmと200mm位置における鋼棒両端の鉛直変位で求めた回転変形履歴を図-5.8に示す。同図(a)に示した回転変形履歴は解析結果が実験より小さくなったが、線形的に増加する傾向を捉えて、基本が実験と同様に、元々の無補強、細径鉄筋を有する密配筋した基準供試体 Case-2 では、最大回転角は約 0.058 になったが、PCM 打ち込み補強するより基部での回転変形が太径鉄筋を有した Case-1 供試体レベルに抑えられた。

また、200mm位置における鉛直変位に算出した回転変形履歴は同図(b)に示す、実験では3.0%Drift以降、図-4.21(b)と(c)に示されるように、50mm～200mm間の北側軸方向鉄筋が座屈したため、塑性ヒンジが生じて、回転変形が一気に増加したが、本章の解析では幾何的非線形を考慮していないため、3.0%Drift以降の回転変形が実験より過小している可能性があるが、回転変形の履歴は実験と概ね整合した。

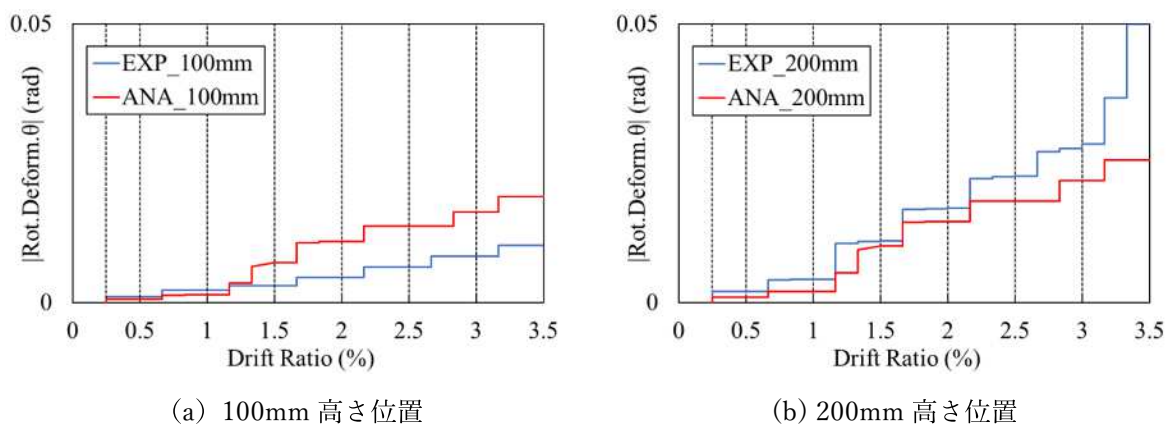


図-5.8 最大回転角の推移

5.4 まとめ

本章では補強された供試体 Case-3 を対象として、補強するにより軸方向鉄筋の定着性が向上して、付着破壊が発生しないと（鉄筋とコンクリートの完全接合を）仮定して、有限要素解析によって繰り返し载荷実験の再現解析を行った。解析と実験結果の比較、分析を通じて得られた結論を以下に示す。

- 1) 無補強供試体と同様な付着－すべりモデルを用いて解析に得られた荷重変位履歴は、最大最小水平荷重が再現できたが、除荷再载荷時のピンチング現象を再現できず、RC 柱の回転変形も実験より過大評価された。
- 2) コンクリートが完全接合と仮定した解析に得られた荷重変位履歴は、3.0% Drift 以降、鉄筋が座屈するより耐荷性能の低下が再現できなかったが、3.0%Drift の荷重変位履歴は最大最小水平力だけではなく、除荷再载荷途中の剛性変化も精度よく再現できた。
- 3) 鉄筋を完全定着した解析に得られた軸方向鉄筋のひずみ履歴から見ると、既存部鉄筋の塑性化が実験より過大評価したが、損傷領域やメカニズムが実験と整合した。補強部鉄筋については、鉄筋のひずみ残留現象再現できなかった以外は、実験とよく整合する結果が得られた。
- 4) 鉄筋を完全定着した解析で柱両側に高さ 100mm、200mm 位置における鉛直変位から算出した回転変形履歴は実験の傾向を捉えて、高強度 PCM 材の打ち込み補強による細径鉄筋を有する密配筋した RC 柱のロッキン変形を抑制できることを証明した。

参考文献

- [5.1] 松田 好史, 中村 敏晴, 宮川 豊章: コンクリートセグメントと鋼より線を用いた既設 RC 柱の耐震補強, 土木学会論文集, No. 763, pp.185-203, 2004.5. doi: 10.2208/jscej.2004.763_185
- [5.2] 清水 英樹, 幸左 賢二, 合田 寛基, 小川 敦久: 柱外周面にのみ高靱性セメントを使用した耐震補強効果の検証, 構造工学論文集 A, No. 57A, pp.405-417, 2011.5.
doi: 10.11532/structcivil.57A.405
- [5.3] 石村 昌也, 日野 伸一, 彌永 裕之, 小沼 恵太郎: 補強鉄筋埋設方式 PCM 巻立て補強工法(AT-P 工法)における鉄筋定着長に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, No. 2/V-39, pp.445-450, 2017.

第6章 総括

6.1 本研究の総括

本研究では、橋梁構造物とりわけ橋脚の耐震設計の基礎資料となるデータを提供するために実施される RC 橋脚の縮小模型を用いた正負交番繰返し载荷に基づく耐震性能の評価実験に及ぼす細径軸方向鉄筋の影響について研究を行った。とりわけ、軸方向鉄筋～コンクリート間の付着―すべり挙動およびその性能に着目し、RC 柱供試体の耐震性能の評価と補強効果の検証について研究を行った。以下に、本研究の分析・考察結果を各章ごとに要約して示す。

第一章の「序論」では、RC 橋脚の地震被害と被害低減を目的とした研究の歴史を振り返るとともに、改めて RC 構造物における鉄筋とコンクリート間の付着―すべり性状が重要であることについて論じた。そして、RC 橋脚の縮小模型を用いた正負交番载荷実験に基づく耐震研究における付着―すべりの評価や取り扱い、付着―すべり挙動の評価やモデル化に関する既往の研究の紹介を行いつつ、研究の課題を明らかにし、本研究の意義及び論文の構成を記述した。

第二章の「細径鉄筋を有する RC 柱の载荷実験に基づく変形性能の評価」では、軸方向鉄筋比が同一で鉄筋径と鉄筋配置が異なる二つの RC 柱供試体に対して正負交番载荷実験を行い、耐荷・変形性能と鉄筋の損傷について詳細に考察した。両実験供試体共に、荷重変位履歴に除荷再载荷途中のピンチング現象が観察され、特に細径鉄筋を密配筋した柱供試体では、ピンチング現象がより顕著だった。

太径鉄筋を有する供試体では、1.5%Drift に最大水平耐荷力に迎えた後、3.5%Drift までに耐荷性能を保つことができたが、細径鉄筋を密配筋した柱供試体では、最大水平耐荷力に迎えた直後、耐荷性能の劣化が始まった。

細径鉄筋を密配筋した柱供試体では、载荷初期段階に、柱とフーチング部の境界位置に生じた水平ひび割れが大きく開口し、軸方向鉄筋がフーチングから抜け出して、供試体のロッキング変形が卓越する傾向が見られた。更に、細径鉄筋を密配筋した柱供試体では、交番载荷にもかかわらず、片側の軸方向鉄筋に大きな塑性化が生じる一方、片側の鉄筋には僅かな塑性変形しか生じていない強い非対称損傷が発生した。これらの結果から、同レベルの軸方向鉄筋比でも、鉄筋径や配筋状況によって、RC 柱の変形耐荷性能及び軸方向鉄筋の損傷が大きく影響されることが明らかになった。

第三章の「FEA による RC 柱の繰返し载荷実験の再現解析」では、非線形有限要素解析に基づく、2 章で得られた両供試体の水平荷重～変位曲線や軸方向鉄筋のひずみ履歴の再現性について検討を行った。これに基づき軸方向鉄筋の付着―すべり現象が、RC 柱の曲げ損傷のメカニズムや変形挙動に及ぼす影響について検討を行い、次のような知見が得られた。

鉄筋径や配筋の違いによって、適当な付着モデル（異なる付着破壊モード）を採用した結

【参考文献】

果、両供試体の荷重変位履歴の最大最小水平耐力だけではなく、ピンチング現象も精度よく再現できた。しかし、単に付着モデルを導入し、すべり領域を限定しない場合、実験のような軸方向鉄筋の抜け出し現象を再現できず、南北両側で同程度の損傷履歴とっており、実験結果とは整合しない結果となった。

軸方向鉄筋の定着長を適切に考慮して、コンクリートと軸方向鉄筋間の付着一すべり領域を限定した結果、細径鉄筋を密配列した供試体の水平荷重～変位関係や、載荷両側軸方向鉄筋の非対称的な損傷履歴が実験結果と整合し、鉄筋の抜け出し現象も再現することができた。

解析より、軸方向鉄筋の抜け出しがおきた結果、柱が曲げ変形モードからロッキング変形に移行し、付着一すべり特性を適切に考慮すると柱基部での回転変形が卓越することが、有限要素解析でも確認された。また、既往研究により、軸方向鉄筋比が小さい場合にロッキング変形が卓越することは報告されているが、軸方向鉄筋比が小さくなくても鉄筋径や配筋密度によっては、このような現象が起きることを、本解析により確認した。

第四章の「細径鉄筋を密に配列した RC 橋脚の補強効果の検証」では、正負交番載荷試験に基づき、細径軸方向鉄筋を密に配置した RC 柱を二種類の工法によって、PCM 巻き立て補強効果について詳細に分析した結果、以下の知見を要約した。

PCM 材で補強した供試体は、最大水平耐力が約 2 倍、終局変位が約 1.3 倍に向上した、また、柱基部位置のコンクリート損傷領域が無補強供試体より抑制されて、PCM 材の補強が RC 柱の耐震性能を顕著に改善することを示した。また、両補強供試体の荷重変位履歴除荷再載荷途中での剛性低下現象が無補強供試体より抑制できたが、ピンチング現象がまだ残っている。

両補強供試体の水平耐力や変形性能は標準無補強供試体より同程度の向上が見られたが、高強度打ち込み補強した供試体では設計で想定した通り塑性化が塑性ヒンジ領域に限定されたものの、吹付補強した供試体では、補強設計では想定しなかった、損傷の非対称性(局所化)と塑性ヒンジ領域を超えた損傷展開が確認された。

高強度 PCM 材を打ち込み施工した供試体では、柱基部位置での中立軸が、載荷中に断面の中央から±200 mm の範囲(断面内)往復している。逆に、低強度 PCM 材を吹付け施工した供試体では、ドリフト 2.5 %以降、鉄筋の抜け出し現象により、中立軸が断面の外にはみ出し、回転変位が急増し、躯体部のロッキング変形挙動が卓越する結果となったために、打ち込み補強を実施した方が安定した変形性能が確保出来ると考えられる。

第五章の「FEA による補強 RC 柱の再現解析を通じた補強効果の検証」では、高強度 PCM 材打ち込み補強された供試体 Case-3 を対象として、補強するにより軸方向鉄筋の定着性が向上することで、付着破壊が発生しない(鉄筋とコンクリートが完全接合)と仮定して、有限要素解析によって繰り返し載荷実験の再現解析を行った。解析結果と実験結果の比較、分析を通じて得られた結論を以下に示す。

解析に得られた、軸方向鉄筋が座屈した 3.0%Drift までの荷重変位履歴は、最大最小水平力だけではなく、除荷再載荷途中の剛性も精度よく再現できた。

鉄筋のひずみレベルが実験より僅か大きめになったが、損傷領域やメカニズムが実験と整

合する結果が得られた。柱両側に高さ 100mm, 200mm 位置における鉛直変位から算出した回転変形についても、解析結果は実験の特徴を捉えることに成功しており、高強度 PCM 材の打ち込み補強による細径鉄筋を有する密配筋した RC 柱のロッキン変形を抑制できることを証明した。

本研究は、軸方向鉄筋の付着－すべり挙動が RC 柱模型供試体の耐震性に及ぼす効果について検討を行ったものであるが、縮小模型の繰り返し載荷実験に基づいて実物台 RC 橋脚の耐震性を考える際に、鉄筋の付着－すべり挙動が極めて重要であることを改めて実証したものである。また、鉄筋の付着－すべり挙動を適切にモデル化することで、異なる鉄筋径や配筋を有する RC 橋脚の変形挙動を再現する技術を開発した。また、鉄筋の付着－すべり挙動が卓越するような RC 部材であっても、耐震補強が可能であることや鉄筋の付着－すべりモデルを考慮した非線形有限要素法に基づく解析により数値シミュレーションが可能であることを明らかにしている。本研究の成果が RC 橋脚の耐震設計や耐震補強設計に役立てられることを強く期待している。

【参考文献】

6.2 本研究の成果・課題と今後の展望

前述の通り本研究では、鉄筋の付着－すべりモデルを考慮した非線形有限要素法に基づく解析により正負交番載荷実験結果を再現することに成功したが、以下の課題を解決できていない。

- ・ ミクロモデルを用いて、鉄筋の付着－すべりモデルの違いが生じる原因の特定
- ・ 振動台実験を用いた RC 構造物の地震時挙動の再現
- ・ 3次元モデルを用いた数値シミュレーション

最初の問題については、鉄筋の付着－すべり破壊形式が「付着－すべり破壊」、「割裂破壊」のどちらになるかが RC 部材の耐震性を左右することや、軸方向鉄筋の鉄筋径だけでなく鉄筋同士の配置間隔も大きく影響することを本研究で明らかにしたが、鉄筋径に対してどの程度の間隔に基づく付着－すべり破壊形式を予測手法の開発までには至っていない。ミクロ的な解析を通じたコンクリート中の鉄筋の付着－すべり破壊形式の予測に関する研究はこれまでも行われているが、実用レベルでの研究は十分に行われていない。

2, 3 番目の課題については、E-Defense を活用した振動台実験が行われており、再現解解析に挑戦したいと考えているが、縮小モデルを用いた地震時挙動の再現解析では、損傷の局所化が再現できないなど課題を抱えている。

これらは、4 章で詳述した、工法の違いによる損傷の非対称性問題、塑性ヒンジ領域・損傷の局所化の問題と密接な関連を有しており、今後とも継続的に取り組んでいきたいテーマであると考えている。

謝辞

この度は、私の博士論文が無事に完成するに至りました。ここに、心からの感謝の意を表します。

まずは、私の指導教員である渡邊先生に深く感謝申し上げます。渡邊先生は、この六年余りの間、私の学問的な成長と研究の進展に対して、絶え間ないご指導と深い洞察を賜りました。週末でさえも私のためにお時間を割いてくださり、その献身的なご支援には心より感謝しております。

また、私が外国からの留学生として多くの困難に直面した際、渡邊先生は研究のみならず、生活のあらゆる面で大きな支えとなってくださいました。就職活動においても、貴重なご意見と手厚いサポートを提供してくださり、心から感謝しております。

次に、九州工業大学名誉教授、阪神高速道路シニアエンジニアの幸左賢二先生、ならびに山口大学名誉教授の兵動正幸教授にも深く感謝申し上げます。両先生方からは、私の研究課題と論文に関して、多くの貴重なご意見とご指導を賜りました。先生方のご支援がなければ、この論文は完成に至らなかったことでしょう。

また、同じ研究室で共に学んだ竹下さん、Yangさん、エリアスさん、そして既に卒業された岩崎さん、有本さん、泉さんにも心からの感謝を申し上げます。皆さんの協力と支援があったからこそ、私は多くの困難を乗り越え、今日に至ることができました。

最後に、私の留学生生活を全面的に支えてくださった両親に、最大の感謝を捧げます。経済的な支援はもちろん、精神的な面でも常に私を支えてくださり、その恩は計り知れません。家族の皆様の愛と支援があったからこそ、私はこの道を歩むことができました。

この謝辞をもって、私の感謝の気持ちを表しますが、言葉では表しきれないほどの感謝の念を持っております。今後も、皆様のご期待に添えるよう、精進して参ります。