

エネルギー消費機構を有する
圧着型プレキャストプレストレスト構造
に関する研究

市岡 有香子

目 次

1	序論	3
1.1	はじめに.....	3
1.2	研究の目的.....	4
1.3	研究内容.....	6
1.4	参考文献.....	8
2	圧着型 PCaPC 構造に関するこれまでの研究状況	9
2.1	はじめに.....	9
2.2	エネルギー消費要素を付加した圧着型 PCaPC 構造の地震時挙動.....	9
2.3	圧着型 PCaPC 構造を用いた構造形式に関する既往の研究.....	11
2.3.1	PC 鋼材の導入力を低減する方法.....	11
2.3.2	PC 鋼材の付着を一部なくす方法.....	13
2.3.3	アンボンドの PC 鋼材と普通鉄筋を併用する方法.....	15
2.3.4	アンボンドの PC 鋼材と摩擦ダンパーを併用する方法.....	19
2.3.5	まとめ.....	22
2.4	圧着型 PCaPC 部材の履歴モデルに関する既往の研究.....	23
2.4.1	尹・浜原らのモデル.....	23
2.4.2	中塚・菅田らのモデル.....	24
2.4.3	圧着関節工法に関して提案されたモデル.....	25
2.4.4	まとめ.....	27
2.4.5	PC 鋼材の付着特性に関する実験的研究.....	28
2.5	既往の研究における未解決事項と本研究の位置付け.....	31
2.6	参考文献.....	33
3	復元性とエネルギー消費を両立させた構造形式の提案と性能確認実験	35
3.1	構造形式の提案.....	35
3.2	波形鋼板ダンパーを組み込んだ PCaPC 構造.....	37
3.2.1	波形鋼板ダンパー単体の載荷実験.....	37
3.2.2	波形鋼板ダンパーを組み込んだ架構の載荷実験.....	51
3.3	混合より線を用いた片持ち梁の載荷実験.....	75
3.3.1	混合より線に関する既往の研究.....	75
3.3.2	本研究における混合より線を用いた片持ち梁載荷実験.....	78
3.4	まとめ.....	95
3.5	参考文献.....	96
4	圧着型 PCaPC 部材解析モデルの構築	97
4.1	はじめに.....	97
4.2	PC 鋼より線付着モデルの構築.....	98

4.2.1	足立らの付着モデル概要.....	98
4.2.2	修正付着モデル.....	100
4.3	FEM 解析による片持ち梁実験結果の追跡.....	105
4.3.1	モデル概要.....	105
4.3.2	載荷履歴.....	108
4.3.3	FEM モデルを用いた解析結果と実験結果の比較.....	109
4.4	鋼材の付着すべりと抜け出しを考慮した部材端回転バネモデルの構築.....	112
4.4.1	部材端回転バネモデル概要.....	112
4.4.2	$M-\theta$ モデル特性点におけるモーメントの計算方法.....	116
4.4.3	圧着面の目開きに伴う PC 鋼材の伸び出し量 ΔL_p - ひずみ増分 $\Delta \epsilon_p$ 関係.....	121
4.4.4	部材端回転バネモデルを用いた計算結果と実験結果との比較.....	128
4.5	まとめ.....	131
4.6	参考文献.....	132
5	復元性の維持条件とエネルギー消費要素量の決定手法の提案.....	133
5.1	はじめに.....	133
5.2	部材端回転バネモデルに基づく適切な PC 鋼材量の算定.....	133
5.2.1	部材の復元性を維持する条件.....	133
5.2.2	PC 鋼材最低量の算定手法.....	134
5.2.3	混合より線を緊張材として用いた部材への応用.....	137
5.3	波形鋼板ダンパーの水平荷重負担割合最適化手法.....	141
5.3.1	波形鋼板ダンパーを用いた PCaPC 架構の履歴予測.....	141
5.3.2	部材端回転バネモデルを用いた挙動予測と適切なダンパー量の算定.....	142
5.4	まとめ.....	146
5.5	参考文献.....	147
6	結論.....	148
6.1	本研究で得られた結論.....	148
6.2	今後の課題.....	150
	付録.....	151
	付録 1 実験データ整理方法.....	151
	付録 2 付着すべりモデルプログラムソースコード.....	156

発表論文

謝辞

1 序論

1.1 はじめに

現在の耐震設計法では、中小地震については建物の継続使用を、大地震に対しては倒壊しないことを基本方針としている。しかし、近年の都市型地震災害においては、建物が倒壊に至らない場合でも、構造物自体の損傷による不動産価値の減少や、什器や設備機器の損傷に伴う経済活動の停止によって広範囲に経済的損失が生じたことが問題となった。首都直下地震の被害予測において、構造物の復旧費用並びに機能停止に伴う経済的損失は 100 兆円規模とも見られ^[1,1]、設計法の規定よりも高性能な建物、すなわち地震時の損傷を修復不要なレベルに低減し、地震後の早期復旧や機能維持が可能な建物が社会に必要とされていると言える。

この需要に対し、注目を集めているのが免震構造である。免震構造は、地震時の大変形とエネルギーを免震層に集中させることで、建物や内部設備の損傷を非常に効果的に低減することができる。ただし、初期費用および維持費用が高いこと、建物周囲に地震時の大変形を吸収するためのクリアランスが必要なこと等、価格や敷地の制約が大きく、どんな建物にでも採用できるわけではない。

地震時の損傷を修復不要なレベルに低減する他の手法として、損傷制御型構造がある。損傷制御型構造は、地震による建物への入力エネルギーを構造体の特定部位に設置された装置（制振デバイス）に吸収させることで、建物全体の地震時応答を低減し、建物の耐震安全性を確保するものである。損傷が特定部位に集中するため、地震後に必要であればデバイスを交換するのみで構造骨組自身は修復不要な状態に留めることができ、建物の構造体の機能を迅速に回復させることができる。損傷制御型構造はデバイスと構造骨組みの組み合わせ次第で、比較的安価に多様な用途の建物に適用可能である。

本研究で対象とする、エネルギー消費機構を有する圧着型プレキャスト（以下 PCa と略記）プレストレストコンクリート（以下 PC と略記）構造は、この損傷制御の考え方を更に推し進めたものと位置付けることができる。圧着型 PCaPC 構造は、PC 鋼材のみを通し配筋として部材同士を圧着接合するものであり、圧着接合面の離間を許容すれば、離間部の開閉に変形を集中させて、圧着面近傍以外の損傷をごく軽微に留めることができる。またプレストレス力の作用により架構は高い復元性を有するため、変形を受けると元の状態に戻ろうとする作用が強く、地震後の残留変形も抑制することができる。損傷制御設計の考え方に基けば、構造骨組を圧着型 PCaPC 構造として（非線形）弾性挙動させ、地震エネルギーは制振デバイスに吸収させれば良い。このとき、プレストレス力による残留変形の抑制を妨げず、かつ適切なエネルギー消費性能を発揮するデバイスを用いれば、履歴特性は図 1-1 に示すように、ループ面積が大きく残留変形の小さいいわゆるフラッグシェイプとなる。

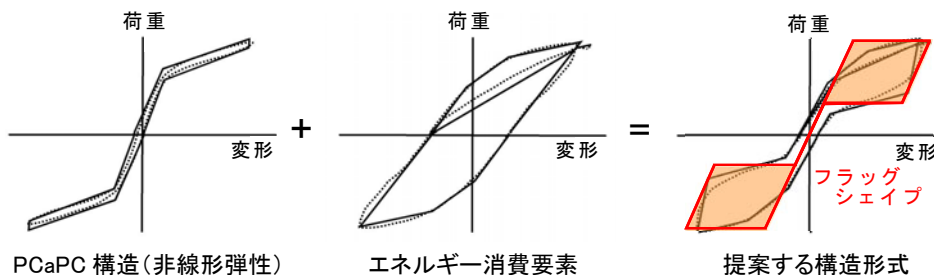


図 1-1 提案する構造形式の履歴特性概念

1.2 研究の目的

1.1節で述べた背景に基づき、本研究では、復元性と損傷抑制性能の高い圧着型 PCaPC 構造に、エネルギー消費要素を組み合わせることで、残留変形が小さく履歴によるエネルギー消費の大きなフラッグシェイプの履歴を実現し、復元性と損傷抑制に加えて地震時応答も低減した構造形式の開発を目的とした。

圧着型 PCaPC 構造とエネルギー消費要素を組み合わせてフラッグシェイプの履歴を実現するシステムは、日米共同研究 PRESSS 研究プログラム^[1,2]に端を発し、同プログラムにおいて開発された構造形式は既に複数の建物で実用化されている^{例えば[1,3]}。PRESSS の Hybrid Framing System は、梁断面中央に緊張材としてアンボンド PC 鋼棒を配し、梁の圧縮・引張縁近くにはエネルギー消費要素として軟鋼鉄筋を配したものである。復元力はアンボンド PC 鋼棒の張力によって生じ、軟鋼鉄筋は塑性化によりエネルギー消費を行うため、良好なフラッグシェイプの履歴を得ることができる。エネルギー消費要素を骨組部材内に収めているので建築空間を損なうことなく、圧着型 PCaPC 構造の特性を活かした非常に優れた構法であると言える。また、エネルギー消費要素を部材外部に設けた構造形式としては、Morgen and Kurama^[1,4]が提案したアンボンド PC 部材と摩擦ダンパーを併用する方法がある。

本研究はこれらの研究成果を踏まえ、PRESSS の Hybrid Framing System に対しては、よりシンプルな断面を実現できるものとして、緊張材とエネルギー消費要素の両方の性能を併せ持つ混合より線の使用を提案した。また摩擦ダンパーに対しては、エネルギー消費要素の選択肢を広げる意味で、剛性や耐力、降伏時変形等の設計自由度が高く、地震後の取り替えも容易な波形鋼板を用いた間柱型せん断パネルダンパーの使用を提案した。それぞれの概要と特徴を以下にまとめる。

【波形鋼板ダンパーを用いた構造形式】

波形鋼板は、数 mm 厚さの薄肉鋼板を波状に折り曲げたものであり、せん断変形に対して高い剛性を発揮する一方、軸および曲げ剛性は工学的に無視可能という特徴を有する。本研究では、これを間柱型せん断パネルダンパーとしての用いることを提案した。波形鋼板は折り目が水平となる方向で使用し、鉛直軸力を負担させない。そのため通常の平鋼板を用いたパネルダンパーに比べて軸力の影響を受けずにダンパーとしての効果を発揮できる。また、折り曲げ部が座屈補剛の役割を果たすため、平鋼板を用いたパネルダンパーに比べて座屈の発生を遅らせることができる。エネルギー消費性能が鋼材種や板厚だけでなく波の形状により幅広く設計できるため、使用範囲が広いと考えられる。架構は通常の圧着型 PCaPC 構造とすれば良く、ダンパーの降伏時変位や水平荷重分担率を適切に設定することで十分な復元性が期待できる。

【混合より線…目地部の開閉挙動を利用したエネルギー消費の方法】

混合より線は、降伏強度の異なる 2 種の素線をより合わせたものであり、本研究では通常のより線と同様に PCaPC 部材の緊張材として用いる。圧着接合面の離間に伴い、低強度素線は塑性化させて地震エネルギーを消費させ、高強度素線は弾性範囲に留めて緊張材として復元力を発揮させる。従来の PC 鋼より線と形状・施工方法とも同じであるため、部材断面は通常の PCaPC 構造と同様にすれば良く、PRESSS の Hybrid Framing System のように PC 鋼材と軟鋼鉄筋を平行に配置する断面に比べて、非常にシンプルな配筋で同様の性能が期待できる。エネルギー消費要素が部材内に存在するので、空間計画的にも有利である。ただし鋼材種およびその断面積は選択範囲が限られるため、波形鋼板に比べると設計自由度がやや劣る。また、より線の挙動は初期導入力、配筋位置に大きな影響を受けるため、適切なひずみ範囲で挙動するように設計する必要がある。

上にも述べたように、波形鋼板ダンパーを用いる場合にはダンパーの降伏時変形量・水平荷重分担率を、混合より線を用いる場合にはより線の構成・初期導入力・配筋位置を「適切に」設定して、復元性を損なわずに十分なエネルギー消費性能を発揮できる構造としなければならない。しかしながら、圧着型 PCaPC 構造の挙動予測においては、圧着接合面の開閉という圧縮・引張側で性質の大きく異なる挙動と、これに伴う PC 鋼材の抜け出し挙動（これには PC 鋼材の付着特性が大きく関わってくる）により、平面保持の仮定が成立しないという解析的困難がある。計算機の発達に伴い、FEM モデルや多層バネモデル（これも一種の FEM モデルと言える）を用いれば、これらの挙動を模擬して圧着型 PCaPC 構造の挙動を精度良く予測することは可能である。しかしそのような解析は複雑かつ計算時間を要するため、提案する構造形式の実用化を図るには、部材または架構の荷重－変位関係をもっと簡便に得ることのできる数値モデルの開発が必須である。特に本研究で提案する構造形式では、架構の復元性とエネルギー消費性能を精度良く見積もることが必要であるため、包絡線だけではなく、残留変形と履歴ループの得られる繰り返し変形に対応したモデルが必要である。また、本研究で提案する混合より線を用いた構造形式では、より線の挙動、特に低強度素線の降伏とより線全体の張力が、架構のエネルギー消費量と復元力に大きな影響を与えるため、繰り返し変形時の PC 鋼材張力（またはひずみ）の変化を予測することも必要である。

圧着型 PCaPC 構造は圧着接合面の開閉に変形が集中するため、部材全体の変形は接合部離間に伴う部材の剛体回転変形と、部材の弾性変形から成るとみなすことができる。そこで圧着接合面に作用するモーメントと回転の関係をモデル化すれば、これを部材端回転バネとして、部材を線材とする骨組モデルに組み込むことで、架構の挙動を容易に計算できると考えられる。圧着面の回転挙動については、断面解析をベースに離間と PC 鋼材の抜け出しを考慮する形で、既にいくつかのモデルが提案されている^{[1.5], [1.6]}など。しかし PC 鋼材の抜け出しに関してより線の付着特性を反映したものはごくわずかである上、繰り返し時の PC 鋼材張力変化について考慮したものはない。また、既往の提案モデルは断面の回転中心の算出方法にも課題が残されている。

以上を踏まえ、本研究の具体的な目的を以下とした。

- 提案する 2 種の構造形式を用いた部分モデルの載荷実験により、フラッグシェイプの履歴特性を実現すること。またその実験過程において、ダンパーや PC 鋼材の挙動が履歴に及ぼす影響を明らかにし、設計上留意すべき力学的特性を把握すること。
- 圧着型 PCaPC 構造の圧着接合面の離間、および PC 鋼材の抜け出し挙動を模擬可能な材端回転バネモデルを、骨組解析への適用を念頭において構築し、提案する構造形式を含む圧着型 PCaPC 骨組の挙動を比較的簡便な手法で予測可能とすること。

1.3 研究内容

本研究は、実験的研究および解析的研究から成る。実験的研究として、①波形鋼板ダンパーの性能確認実験、および提案するダンパーを組み込んだ PCaPC 門型架構の静的繰り返し載荷実験を行った。また、②混合より線を緊張材とした片持ち梁の静的繰り返し載荷実験を行った。解析的研究として、③既往のより線付着すべり特性をランダムな繰り返し履歴に対応し、解析モデルに組み込めるように修正し、④FEM 解析に組み込んで、混合より線片持ち梁実験結果の追跡を行い、付着応力分布の推移を解明した。これに基づき、⑤圧着型 PCaPC 部材の部材端回転バネモデルを構築し、 $M-\theta$ 関係の算出方法を提案した。更に⑥部材端回転バネモデルに基づいた、提案構造形式の復元性とエネルギー消費性能の予測手法の提案を行った。以下にそれぞれの内容を詳しく述べる。

【実験的研究】

① 波形鋼板ダンパーの性能確認および提案ダンパーを組み込んだ門型架構の静的繰り返し載荷実験
波形鋼板をダンパーとしての使用した例は過去にないため、まず変形可能領域を限定（波形鋼板パネルを試験体全体高さに対して小さくし、上下に支持部となる厚肉鋼板を接合）した、鋼板ダンパーのみの繰り返し載荷実験を行った。ダンパー全体の高さに対して波形鋼板パネルの高さ割合を変えることで、波形鋼板の降伏時変形角を制御できること、降伏時変形角が設計時の予測値とほぼ一致し、ダンパーの設計手法が妥当であることを確認した。次いで波形鋼板ダンパーを組み込んだ圧着型 PCaPC 門型架構、および比較用 RC 門型架構の静的繰り返し載荷実験を行った。波形鋼板は概ね予測どおりの層間変形角でせん断降伏した後、安定した紡錘型の履歴を示し、PCaPC 架構の試験体ではフラッグシェイプ履歴を実現した。損傷状況は、RC 架構では多数のひび割れが発生しヒンジ部のコンクリートが圧壊したのに対し、PCaPC 架構ではひび割れ本数は少なく、コンクリートの圧壊・鉄筋の座屈等の損傷が生じなかった。

② 混合より線を緊張材とした片持ち梁の静的繰り返し載荷実験

より線種類（素線組み合わせの異なる混合より線、および普通より線）を変数として、より線のみを通し配筋とする圧着型 PCaPC 片持ち梁の、静的繰り返し載荷実験を行った。混合より線を用いた試験体では、低強度素線が塑性化・高強度素線が弾性となる範囲でより線が挙動し、フラッグシェイプの履歴が実現できた。いずれの試験体でもひび割れ本数は少なく、コンクリートの圧壊も大変形時まで生じなかった。

【解析的研究】

③ 既往の PC 鋼より線付着すべり特性の修正

圧着接合面における PC 鋼材の抜け出し挙動を規定する最大要因と考えられる、付着すべり特性について、既往の提案モデル^[1,7]はすべり振幅が漸増する繰り返し履歴にしか対応していないため、ランダムな繰り返しに対応可能なモデルに修正した。修正点は以下の2点である。1) 単調載荷時と繰り返し載荷時で別に定義されていた包絡線を、1本の包絡線にまとめた。2) 繰り返し時の履歴に関して、既往のモデルは前回サイクルの最大付着応力・すべり量から当該サイクルの経路を決定するものであり、当該サイクルのすべり振幅が前回サイクルよりも小さい場合には除荷時の応力到達点が算出できない定義となっていたため、経験最大すべり量を用いた「仮定サイクル」を定義し前回サイクルに代えて用いることで、これを解決した。当該サイクルの振幅が仮定サイクルよりも小さい場合には、初期剛性と同じ傾きの直線および仮定サイクルの一部から成る経路辿るとした。これにより、ランダムなす

べり量変化に対応可能とした。

④ FEM 解析による混合より線片持ち梁実験結果の追跡

混合より線を用いた片持ち梁の実験時挙動を対象に、FEM 解析を行った。その際、③で構築した修正付着すべりモデルをボンドリンクの挙動に反映した。解析モデルは実験結果を非常に精度良く追跡でき、特に PC 鋼材の張力変動を良好に模擬できた。解析結果から、載荷サイクル中の状態（加力時、除荷時、PC 鋼材降伏の有無など）に応じた、PC 鋼材のひずみ分布および付着応力分布の推移を明らかにした。

⑤ 圧着型 PCaPC 部材の部材端回転バネモデルの構築

骨組解析の部材端回転バネとして用いることを念頭に、PCaPC 部材の圧着接合面における $M-\theta$ モデルを構築した。④で明らかにした PC 鋼材付着応力分布を考慮し、FEM モデルを用いたパラメトリックスタディ結果に基づいて、圧着接合面の開閉に伴う PC 鋼材の抜け出し量とひずみ増分を関係付けた。また既往の提案モデルで問題になった回転中心の算定手法も新たに提案して、PCaPC 部材の実挙動を模擬したモデルを構築した。提案した部材端回転バネモデルは、部材の荷重-変形関係、および PC 鋼材の張力変動を FEM モデルと同程度の精度で追跡できた。

⑥ 部材端回転バネモデルを用いた提案構造形式の復元性とエネルギー消費性能の予測手法の提案

⑤で構築した部材端回転バネモデルに基づき、圧着型 PCaPC 部材において、設計時に要求される最大変形量に対し、復元性を維持するのに必要となる PC 鋼材の断面積を求める計算式を導出した。これを応用し、混合より線を用いた構造形式については、より線の構成（低・高強度素線の割合と断面積）が部材の復元性とエネルギー消費性能に及ぼす影響を明らかにし、適切な構成および断面積のより線を選択する手法を示した。波型鋼板ダンパーを用いた構造形式については、全体の挙動が架構・ダンパーそれぞれの履歴の足し合わせで予測できることを示し、PCaPC 架構の履歴については⑤の部材端回転バネを組み込んだ骨組解析により求め、ダンパーの履歴は Menegotto-Pinto 式^[1,8]より求めて両者を足し合わせることで、実験結果を精度良く模擬できることを示した。足し合わせによる履歴から、ダンパーの水平荷重分担率と、残留変形（復元性）および等価粘性減衰定数（エネルギー消費量）の関係を明らかにし、復元性を維持しつつエネルギー消費性能を変化させることで適切な波形鋼板ダンパーを設計する手法を提案した。

1.4 参考文献

- [1.1] 内閣府：平成 19 年版 防災白書，2007.
- [1.2] Priestley, M.J.N. (1996). “The PRESSS Program Current Status and Proposed Plans for Phase III”, PCI Journal, Vol. 41, No. 2, 22-40
- [1.3] Englekirk, R.E. (2002). “Design-Construction of the Paramount - A 39-story Precast Prestressed Concrete Apartment Building”, PCI Journal, Vol. 47, No. 4, 56-71
- [1.4] Morgen, B.G. and Kurama, Y.C. (2004). “A Friction Damper for Post-Tensioned Precast Concrete Moment Frames”, PCI Journal, Vol. 49, No. 4, 112-133
- [1.5] 菅田昌宏，中塚侖：アンボンド PC 圧着エネルギー吸収型高復元性部材のマクロモデルによる荷重-変形関係の推定，日本建築学会構造系論文集，No. 590，pp. 103-110，2005.4
- [1.6] 坂上肇，瀬戸俊明，坂田弘安，松崎育弘：PC 圧着関節工法を用いた骨組の履歴性状に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 30，No. 3，pp. 529-534，2008.
- [1.7] 足立将人，高津比呂人，西山峰広：PC 網より線とグラウト材間の付着特性のモデル化(その 1)～(その 2)，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造 IV，pp. 1009-1010，2000.
- [1.8] 三隅哲志，田川浩之，西山峰広：PC 鋼材の応力度-ひずみ度関係のモデル化，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造 IV，pp. 885-886，1997.

2 圧着型 PCaPC 構造に関するこれまでの研究状況

2.1 はじめに

圧着型 PCaPC 構造においてエネルギー消費要素を付加した構造形式は、既にいくつかの手法が提案されている。本章では、2.2節でエネルギー消費機構を付加した圧着型 PCaPC 構造の地震時挙動概念についてまず述べ、2.3節では既往の研究で提案された圧着型 PCaPC 架構を用いた構造形式を、2.4節では圧着型 PCaPC 部材の履歴モデルに関する既往の研究を紹介し、これまでの研究状況をまとめる。最後に2.5節では、これまでの研究で残されている課題に対し、本研究の位置付けを述べる。

2.2 エネルギー消費要素を付加した圧着型 PCaPC 構造の地震時挙動

圧着型 PCaPC 構造において、圧着接合面の開閉挙動を許容すると、この圧着接合面開きに伴う部材の剛体回転挙動が架構の変形成分の多くを占める。除荷時にはプレストレス力によって目地部が再び圧着されるため、残留変形は非常に小さくなり架構全体の荷重-変形関係は非線形弾性の履歴を示す(図 2-1)。この時、コンクリートの損傷は圧着接合部近傍の圧壊に集中し、部材の曲げ変形に伴うひび割れはあまり生じないため、通常の RC 構造に比べて修復範囲は非常に小さくて済む。部材端部補強などにより圧壊を生じさせず、修復不要とすることも可能である。ただし、図 2-1に示す非線形弾性の履歴特性においては、圧着接合面離間後の剛性が小さいために地震時応答が大きくなってしまい、内部設備や什器、非構造体等の損傷を考慮すると、このような過大応答は許容できない場合が多い。

そこで何らかのエネルギー消費要素を付加し、応答を低減する必要がある。このとき、プレストレス力による残留変形の抑制を妨げない、適切なエネルギー消費量を有するデバイスを用いれば、履歴特性は図 2-1に示すように、履歴面積が大きく、かつ残留変形の小さいいわゆる「フラッグシェイプ」となり、地震時の変形を元に戻す復元性を有し、かつ地震時の応答も低減した構造形式が実現できる。本研究では、最終目的である安価で耐震性に優れた構造形式の実現という観点から、エネルギー消費要素の材料として主に鉄鋼を用いた。

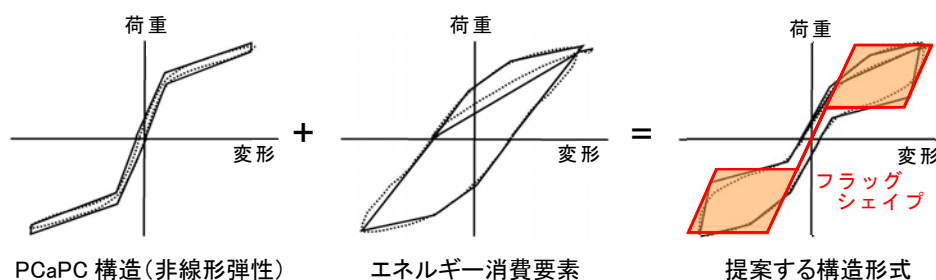


図 2-1 提案する構造形式の履歴特性概念

以下では、2.3節で圧着型 PCaPC 構造において圧着接合部の開閉挙動を許容して架構の高復元性を実現した構造として、①PC 鋼材の導入力を低減する方法、②PC 鋼材の付着を一部なくす方法、③アンボンド PC 鋼材と普通鉄筋を併用する方法、④アンボンド PC 鋼材と摩擦ダンパーを併用する方法をそれぞれ紹介する。2.4節では、これらの構造形式を用いた建物の挙動を予測するための、圧着型 PCaPC

構造を対象とする部材履歴モデルに関して既往の研究をまとめ、補足として、履歴に大きな影響を与える PC 鋼材の付着特性に関するモデルを紹介する。最後に2.5節では、既往の研究における問題点や残された課題を明らかにし、本研究で解決を試みる事項を明示する。

2.3 圧着型 PCaPC 構造を用いた構造形式に関する既往の研究

本研究で提案する復元性とエネルギー消費を両立した構造形式では、圧着型 PCaPC 構造において、圧着面の離間（目開き）を許容し部材を剛体回転挙動させることにより、高復元性（残留変形抑制性能）を有し、かつ変形時に生じる部材損傷の少ない架構を実現する。ただし、目開きにより PC 鋼材が弾性範囲を超えて変形すると、除荷時に PC 鋼材の張力が低下し架構の復元性が確保できないおそれがある。

これを防ぐために、圧着型 PCaPC 架構により非線形弾性挙動を実現する構造形式手として、①PC 鋼材の導入力を低減して弾性範囲での使用に留める方法、②圧着面（柱梁接合部）近傍で PC 鋼材の付着をなくして応力が非線形領域に達しないようにする方法、が提案されている。更に、非線形弾性の履歴で問題となるエネルギー消費性能を改善したものとして、③エネルギー消費要素として普通鉄筋を用いる方法（エネルギー消費要素は部材内に存在）、④エネルギー消費要素として摩擦ダンパーを用いる構法（エネルギー消費要素は部材外部（柱梁接合部近傍）に存在）、が提案された。①および②では PC 鋼材を一部ないし全体に渡ってボンドとしているが、③および④では PC 鋼材にエネルギー消費を期待する必要がないため、PC 鋼材はいずれも部材断面中央にアンボンドで配されており、より合理的な設計となっていると言える。

以下ではこれら 4 種の構造形式を順に紹介する。

2.3.1 PC 鋼材の導入力を低減する方法

中野ら^[2.1]によって提案された PC 圧着関節工法は、PCaPC とした柱および梁部材を圧着接合し、圧着接合面の離間を許容して、地震荷重下では圧着目地部（関節部）の弾力的な回転挙動に変形を集中させて、損傷を制御しようとするものである。圧着に用いる PC 鋼より線の導入緊張力は規格降伏強度 P_y の 50% とし、弾性範囲のみでの使用とすることで、離間した接合面の再接触を確実にし、復元性を確保している。これまでに十字形部分架構実験^[2.2]、ト形部分架構実験^[2.3]、基礎部分から二階の柱梁接合部までを含んだ『土形』架構実験^[2.4]を実施し、関節部の弾性回転挙動に変形が集中して部材の損傷が非常に軽微に留まること、履歴復元力特性は非線形弾性で高復元性を有する架構が実現できることが確認された。以下では『土形』架構実験について実験概要および履歴特性を紹介する。

[実験概要]

試験体は 1/3 スケールの、基礎部分から二階の柱梁接合部までを含んだ『土形』架構である。実験変数を柱のプレストレス力 ($0.4P_y$ (No. 1), $0.6P_y$ (No. 2), 無し (RC 造, No. 3)) とする計 3 体であり、梁にはいずれも $0.5P_y$ のプレストレス力を導入した。柱に用いた PC 鋼材は丸鋼、梁はより線である。設計コンクリート強度は、柱を RC 造とした試験体の柱のみ 50 MPa, その他の部材は 90 MPa である。RC 柱試験体の PCa 柱部材と基礎部の接合には、モルタル充填式継手を用いた（柱主筋は 12-D16）。

図 2-3 に载荷装置を示す。加力方法は柱頭を加力点とした正負交番漸増繰り返し载荷であり、梁両端のジャッキは加力方向が常に部材と鉛直になるよう脚部をローラーとした。梁端の鉛直変位は接合部中央の鉛直変位と同一になるよう制御を行った。柱軸力はいずれの試験体でも 745 kN（アンボンド PC 鋼棒（4- ϕ 19）により導入）である。変位制御で層間変形角 $R = 1/400, 1/200, 1/100, 1/66, 1/50$ を 2 サイクルずつ与えた後、 $R = 1/100$ を 2 サイクル、 $R = 1/33$ を 1 サイクル与え、 $R = 1/25$ まで押し切りと

した。

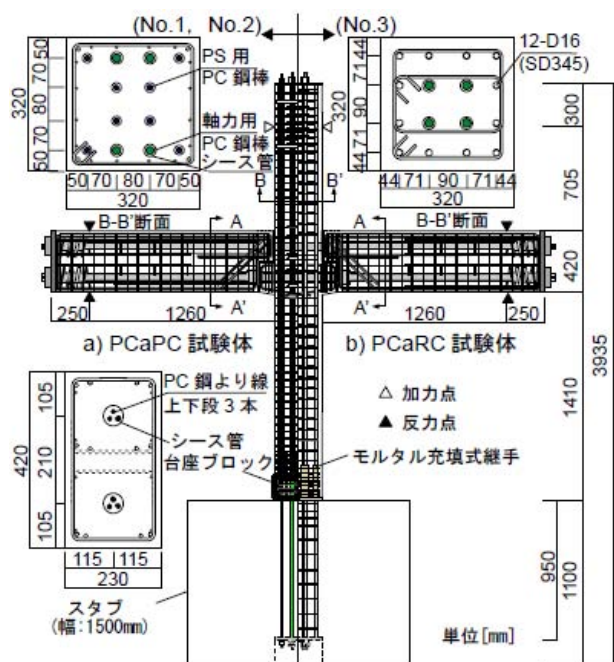


図 2-2 PC 圧着関節工法土形試験体概要^[2.4]

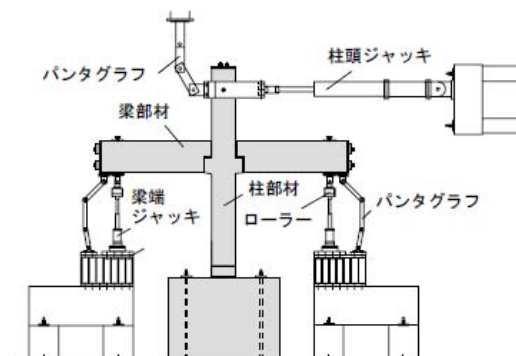


図 2-3 荷重装置^[2.4]

[実験結果]

図 2-4に各試験体の層せん断力 Q —層間変形角 R 関係を示す。いずれの試験体でも、関節部の離間により剛性が大きく低下し、 $R = 1/66 \sim 1/50$ 程度で最大荷重に達した後、 $R = 1/25$ まで耐力劣化のほとんどない靱性に富む挙動を示した。図 2-5に示すように、柱・梁とも PC 造とした 2 試験体では残留変形が非常に小さかったのに対し、柱を RC 造とした No. 3 試験体の残留変形は約 4 倍の値となった。損傷状況は、梁に関してはいずれの試験体でも目地の離間後に損傷が関節部に集中し、 $R = 1/66$ 時に梁 PC より線が降伏してコーベル部コンクリートの剥離が顕著となるまでは、梁部材に損傷はほとんど生じなかった。ただし接合部については、柱を PC 造とした 2 試験体ではひび割れがほとんど生じなかったのに対し、柱を RC 造とした No. 3 試験体ではせん断ひび割れが多数観測された。柱に関しては、PC 造とした 2 試験体では柱部材—台座ブロック間で離間が生じると変形が関節部に集中し、柱の導入プレストレス力を $0.6P_y$ とした No. 2 試験体では $R = 1/25$ に至る前に PC 鋼材の降伏が生じたが、No. 1 試験体では降伏に至らなかった。台座ブロックには $R = 1/66$ 程度で圧壊が生じたが、柱部材の損傷は軽微であった。一方、柱を RC 造とした No. 3 試験体では $R = 1/100$ 時に柱脚部危険断面位置において柱主筋が降伏した後、柱脚に多数の曲げひび割れが生じた。等価粘性減衰定数は、図 2-6に示すように柱を RC 造とした No. 3 試験体で大きく、PC 造とした 2 試験体に差はほとんどなかった。

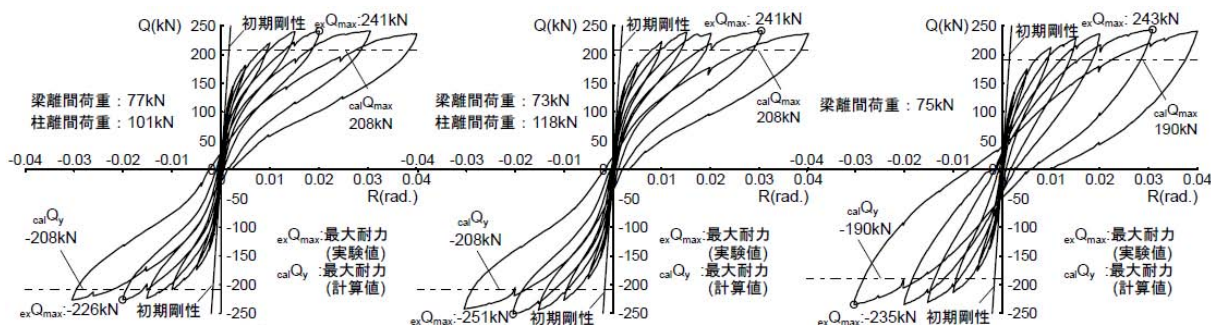


図 2-4 層せん断力 Q - 層間変形角 R 関係 (各 1 サイクルのみ) [2.4]

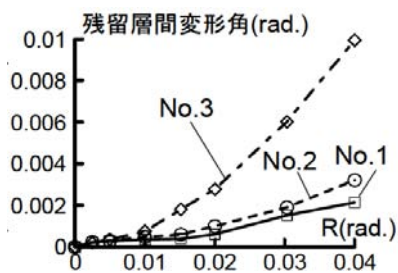


図 2-5 残留層間変形角 [2.4]

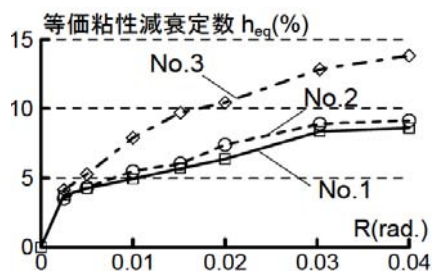


図 2-6 等価粘性減衰定数 [2.4]

[まとめ]

圧着関節工法の実験的研究により、圧着型 PCaPC 架構において、PC 鋼材の導入力を規格降伏強度の 0.5 倍程度に低減して弾性範囲のみでの使用とし、圧着目地部の離間を許容して梁部材を弾性回転させれば、非線形弾性の履歴を有し、損傷および残留変形低減効果の非常に高い架構を実現できることが確認された。

2.3.2 PC 鋼材の付着を一部なくす方法

2.3.1項で紹介した圧着関節構法は、部材のひび割れを防ぐために、部材同士の圧着接合に用いる PC 鋼材とは別に、複数部材を貫通しない PC 鋼材（導入力は規格降伏荷重の 85%）を用いている。そのため、PC 鋼材の配筋が複雑になる、緊張力導入作業が 2 段階必要である、等の問題があったが、Priestley and Tao^[2.5]は、複数部材を貫通する PC 鋼材のみを用い、図 2-7 のように柱梁接合部とその近傍において PC 鋼材の付着をなくす構法を提案した。接合部近傍での付着をなくすことにより、圧着接合面の開きによって生じる PC 鋼材のひずみは付着ありの場合に比べて大きく低減され、比較的大きな変形後の除荷時にも PC 鋼材の張力低下が生じない。PC 鋼材の張力が変形後に低下すると、図 2-8 に示すように変形 0 近傍で剛性が低くなり逆 S 字型の履歴となるが、Priestley and Tao の提案する構法ではこの現象を防ぐことができる。

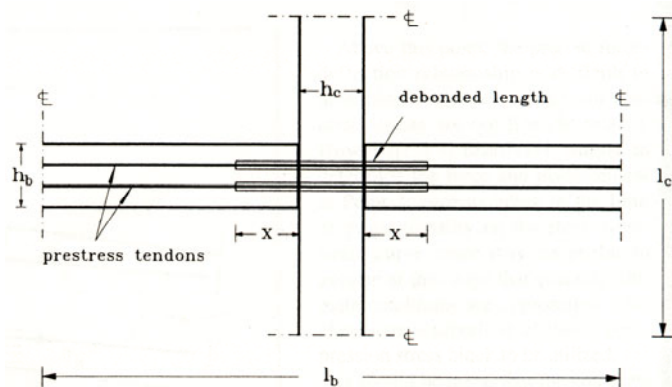


図 2-7 Priestley and Tao の提案構造形式^[2.5]

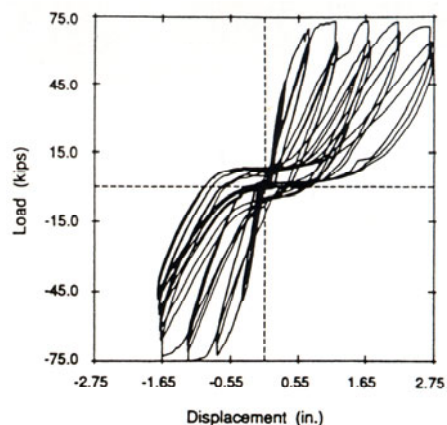


図 2-8 PC 鋼材の張力が劣化する場合の履歴^[2.5]

この構法は、以下の利点がある。

- (1) 適切な長さで付着をなくすことにより、PC 鋼材は弾性限界を超えずに挙動し、大変形後の除荷時に張力低下することがない。
- (2) 復元力特性は基本的に非線形弾性となり、エネルギー消費性能には劣るが、地震時には構造物は十分な変形性能を有し、かつ地震後には残留変形を生じずに元の状態に戻ることができる。初期剛性も維持される。
- (3) 接合部の両側で緊張材の張力が等しくなるため、水平方向のせん断力は図 2-9 のように接合部の圧縮束のみによって伝達される。そのため、接合部応力伝達のための水平方向の補強筋は不要になる。また、柱を地震時に弾性であるよう設計すれば、鉛直方向のせん断補強筋も不要となる。よってせん断補強筋は、基本的に帯筋のみで良い。

ただし、梁と柱の界面に大きなひび割れが生じる可能性があり、ひび割れの上下では圧縮応力が大きくなるため梁には端部補強が必要となる可能性がある。Priestley and Tao は、梁端部に図 2-10 に示すようにスパイラル筋を用いた補強を梁せいと同じ長さに渡って施すことを推奨している。

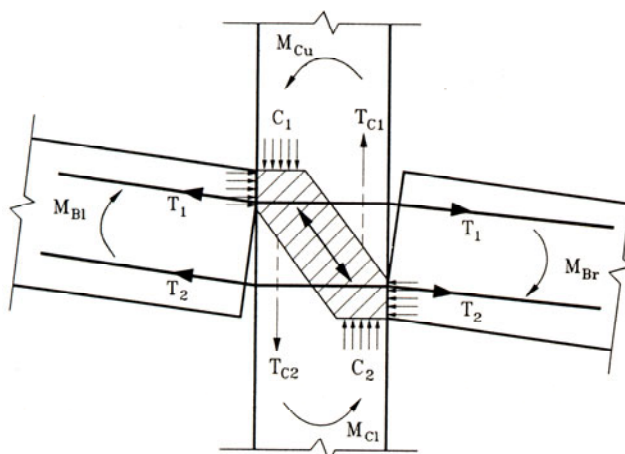
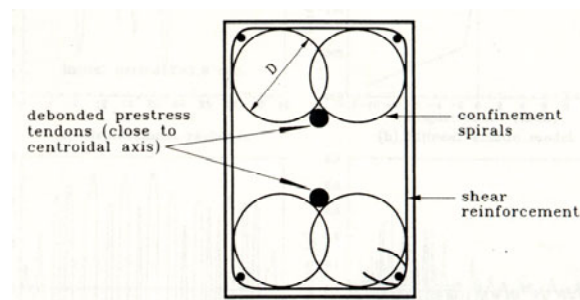


図 2-9 接合部におけるせん断力伝達機構^[2.5]

図 2-10 梁端部補強概要^[2.5]

2.3.3 アンボンドの PC 鋼材と普通鉄筋を併用する方法

2.3.1項で紹介した圧着関節工法、および2.3.2項で紹介した部分的に PC 鋼材の付着をなくす構法では、いずれも PCaPC 架構において圧着接合部の離間と回転を許容することにより、部材の損傷を低減し、原点指向性の非常に高い履歴を有する架構が実現できることが示された。しかし圧着接合部離間後の剛性低下が大きいため、地震時応答が過大になる恐れがあり、圧着関節工法では、「必要に応じて制振部材を併用する」^[2.1]としている。Priestley and Tao^[2.5]の部分的に PC 鋼材の付着をなくす構法では、中～長周期建物では一体打ち RC 構造に比べて地震時応答がさほど大きくなりませんが、建物固有周期が短い場合には応答が過大となる予測解析結果が示されている。

そこで以下では、エネルギー消費要素を付加した圧着型 PCaPC 構造として、PRESSS (PREcast Seismic Structural System) 研究プログラムにおいて 1990 年台に Priestly ら^[2.6]により提案された構造形式を紹介する。PRESSS プログラムは、それまでは一体打ちと同等の性能が要求されていた圧着型 PCaPC 構造において部材間目地部の変形を積極的に利用する先駆的な研究であり、従来は品質の安定性や工期短縮といった利点のみへの注目に留まっていた PCaPC 構造に新たな可能性を示した。提案された構造形式は約 20 の建物に使用され^{例として¹}、橋梁への使用も検討されている^[2.8]。なお、2.3.2項で紹介した Priestley and Tao の提案構造形式に関する研究も PRESSS 研究プログラムの一環として行われたものであるが、構造形式の構成が異なるため別項とした。

① PRESSS 提案構造形式の概要

図 2-11(a)に PRESSS で提案された Hybrid Framing System を示す。この構造形式は、圧着型 PCaPC 骨組みにおいて柱と梁の圧着接合部開閉を許容しここに部材の変形を集中させるものであり、梁中央に緊張材としてアンボンド PC 鋼棒を、梁の上下圧縮または引張縁近くにはエネルギー消費要素として軟鋼鉄筋を配している。復元力はアンボンド PC 鋼棒の張力によって生じ、圧着接合部界面付近のみ付着をなくした軟鋼鉄筋は、地震時に破断を生じることなく塑性化によりエネルギー消費を行うため、図 2-11(b)に示す良好なフラッグシェイプの履歴復元力特性を得ることができる。

図 2-12には Hybrid Wall System を示す。こちらは壁を用いたもので、壁脚や壁同士の離間を許容することで各壁のロッキング挙動を積極的に利用する構造形式である。復元力は、壁の自重 (図 2-12(a)) もしくは壁中央を縦締めしたアンボンド PC 鋼棒 (図 2-12(b)) によって生じる。エネルギー消費は、図 2-12(a)に示す壁脚-基礎梁間に配置した軟鋼鉄筋 (Hybrid Framing System と同様に部分的に付着なし) や、図 2-12(b)に示す壁間のリング状の軟鋼デバイスにより行われ、これらの構造形式も図 2-11(b)のようなフラッグシェイプ履歴を示す。

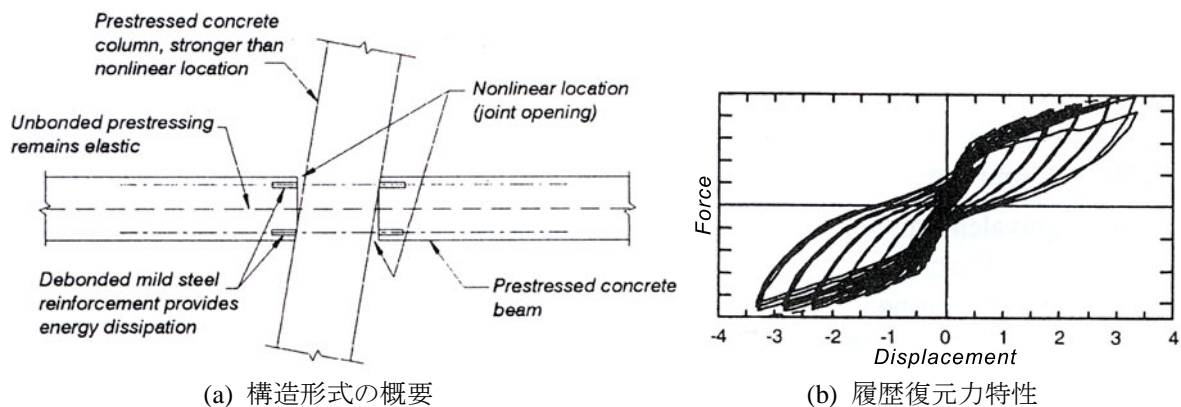


図 2-11 Hybrid Framing System の例^[2,9]

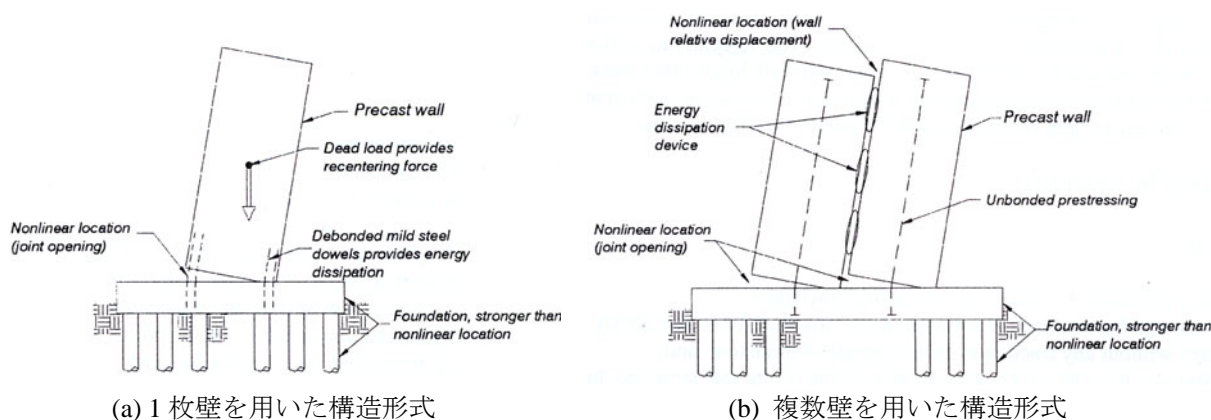


図 2-12 Hybrid Wall System の例^[2,9]

② PRESSS 提案構造形式を用いた 5 階建て架構の載荷実験

以下では、PRESSS の提案する構造形式を用いた 5 階建て架構の載荷実験^[2,10]について紹介する。

[試験体概要]

試験体は 60%スケール、1 スパン×2 スパンの 5 層建物で、Direct Displacement-Based Design (DBD) に基づき設計された。最大層間変形角が、UBC (Uniform Building Code) の Zone 4 相当時に 2% 以下となるようクライテリアを設定した (S_e 土壌を想定)。3 層以下の床はダブル T スラブ、4 層以上の床は中空スラブ構造である。長手方向 (以下フレーム方向と記述) の一方の構面は、3 層以下は図 2-11(a) に示す hybrid connection (詳細は図 2-13(a))、4 層以上は PC より線で梁を柱に緊結した pretensioned connection (一般的な PCaPC 構造といえる。図 2-13(b)) である。またフレーム方向の他方の構面は、下 3 層を TCY-gap connection (TCY : tension/compression yielding。梁下端の全ネジ PC 鋼棒で梁を柱に緊結し、梁せいの上から 2/3 までは梁と柱の間にスリットを設けて、梁上端に軟鋼鉄筋を配した構造形式。図 2-13(c)) とし、上 2 層は一般的な RC 構造と類似の性質を示す TCY connection (図 2-13(d)) とした。フレーム方向と直行する方向 (以下壁方向と記述) では、中央の構面に図 2-12(b) に示す hybrid wall system を採用した。2.5 層分の壁 2 枚ずつをアンボンド PC 鋼棒によって基礎と緊結し、壁間のエネルギー消費デバイスにはステンレス鋼の UFP connector (U-shaped flexure plate) が用いられた (図 2-14)。

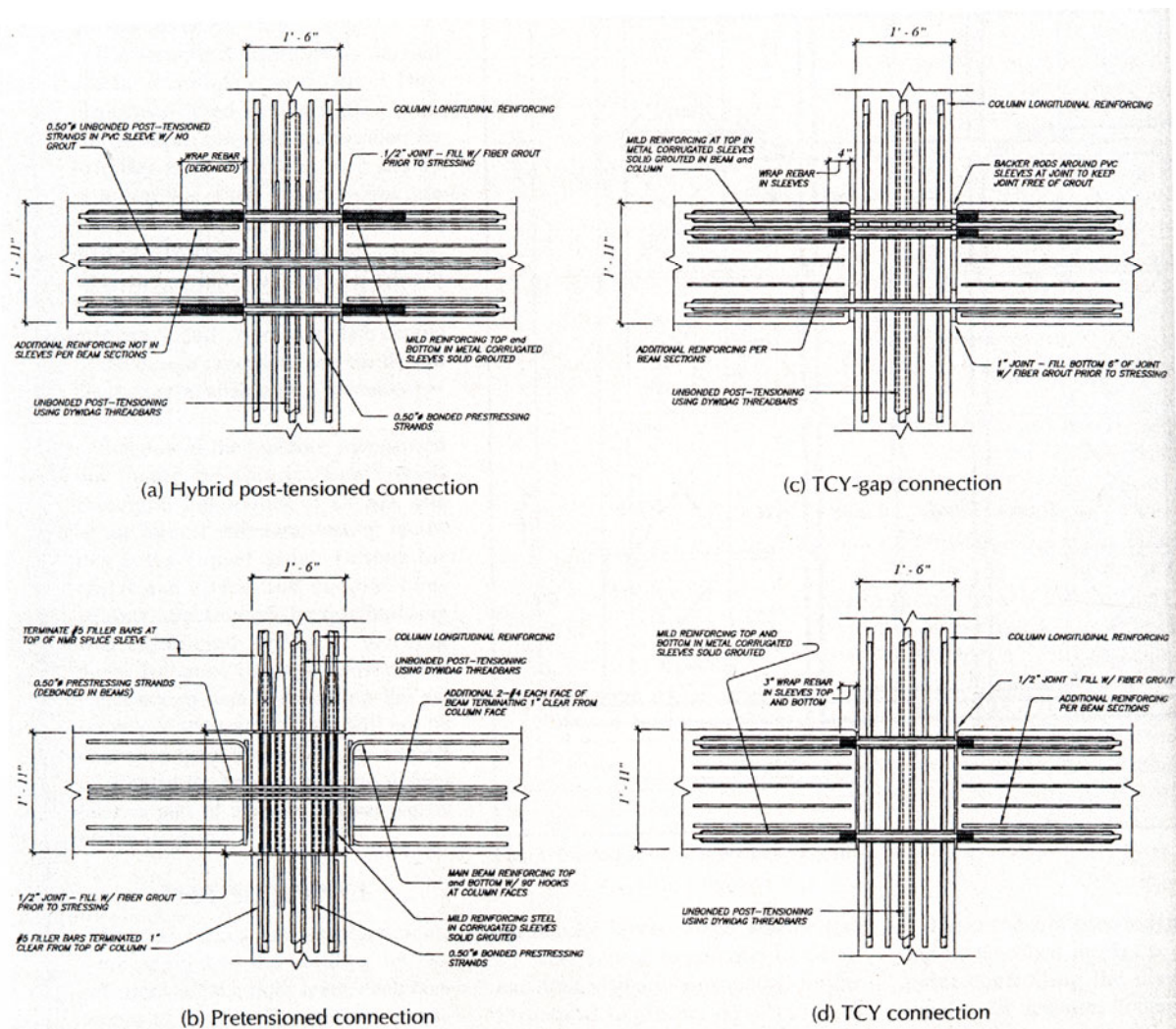


図 2-13 フレーム方向の接合部詳細^[2.10]

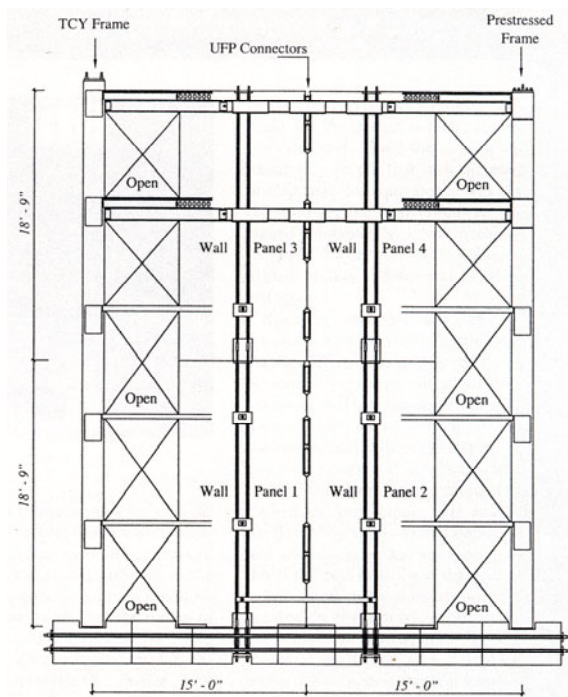


図 2-14 壁方向の構造概要^[2.10]

[载荷概要]

各層 2 本のアクチュエーターを用い、設計地震動の 33, 50, 100, 150% となる 4 種の地震動下における、擬似動的载荷を行った。各地震動の間では、正負の最大経験変位が同じになるよう、逆三角形分布荷重によるサイクルを 1 ないし 2 回与えた。

载荷はまず壁方向が先に行われ、150% レベルの地震動を与えた際にプレキャスト反力壁の変位が安全限界に達したため、その後の逆三角形分布荷重による载荷は行わなかった。次いでフレーム方向の载荷では、100% レベルの地震動時において高次モード層せん断力が予測値を大きく上回り、アクチュエーターと床、および床とフレームの接合部が設計における終局時の値を越えたため、その後は逆三角形分布荷重による最大経験変位までの载荷のみを行った（高次モード層せん断力は荷重に含まない）。

[実験結果]

<壁方向>

壁方向の载荷において、100% レベル時の水平変位は設計値と近い（設計値を 8% 下回る）値を示し、DBD が提案した構造形式の設計に有効であることが確認された。建物の損傷は 150% レベル地震動時においても軽微であり、壁脚以外にひび割れは発生しなかった。壁脚の両端でコンクリートには微小な圧壊が生じたが、表面的なものであり建物の通常機能を阻害せずに容易に修復できる程度であった。柱の鉄筋は降伏せず、柱脚のひび割れも微小であった。また、（基礎部での）モーメント—（屋上階の）変位関係は、図 2-15 に示すようにエネルギー消費性能と残留変形抑制効果を示すフラッグシェイプとなった。層間変形角 1.8% 経験後の残留変形角は 0.06% で、最大変位の 3% と非常に小さな値であった。

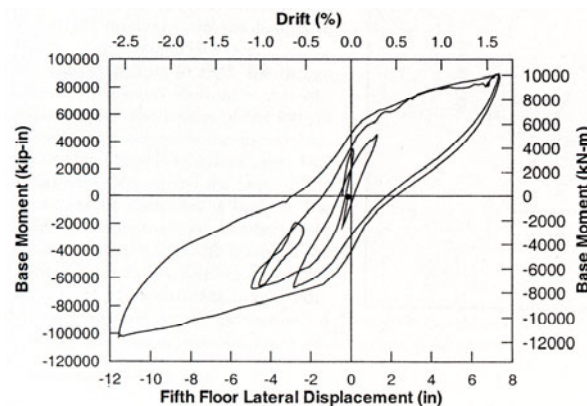


図 2-15 壁方向のモーメント—変位関係^[2.10]

<フレーム方向>

フレーム方向の载荷において、TCY 側の構面では 50% レベル地震動時に柱梁圧着面以外の位置にひび割れが発生し、微小なせん断ひび割れが梁から柱にかけて観察された。100% レベル地震動時に、hybrid connection においては梁に材軸方向のねじれ挙動が発生し、ダブル T スラブが滑落する現象が発生した。しかしその後の 100% レベル地震動時の最大経験変位を逆三角形分布荷重により 2 サイクル与えた後でも、hybrid connection における圧着接合面のひび割れ幅は最大で 0.12mm 程度で、損傷はほぼなかった。また pretensioned connection においても、部材の非線形挙動は圧着接合部またはその近傍の 1 本のひび割れに集中し、損傷は hybrid connection よりも軽微であり、hybrid connection および pretensioned

connection 側の構面は修復不要であるといえる。一方 TCY 側の構面では、TCY-gap connection の下端にコンクリート剥落が見られ、また TCY-gap connection においては下端 PC 鋼材の張力減少にともない圧着接合面がすべったことによって、軟鋼鉄筋が破断した。(基礎部での) モーメント-変位関係は、壁方向と同様に図 2-16(a)に示すようにエネルギー消費性能と残留変形抑制効果を示すフラッグシェイプとなった(エネルギー消費量は壁方向よりもやや小さかった)。hybrid connection 側の架構における残留変形は、TCY 側に比べて大幅に低減された(図 2-16(b))。

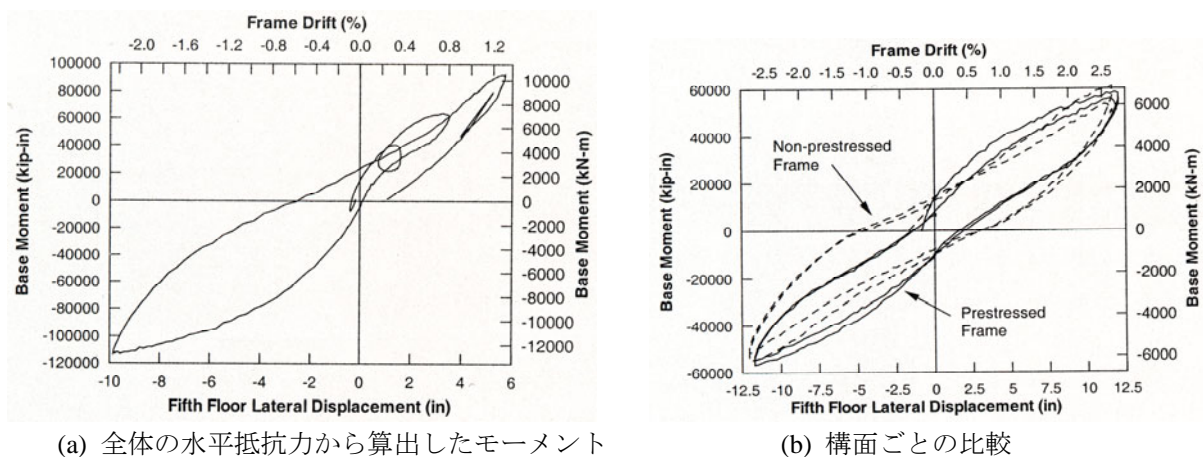


図 2-16 フレーム方向のモーメント-変位関係^[2,10]

[5 階建て架構実験まとめ]

圧着型 PCaPC 構造において、圧着接合部の離間と回転を許容し、かつ変形が不連続となる箇所にエネルギー消費要素を配置することにより、部材の損傷および残留変形を抑制し、地震時応答も低減可能な構造形式が実現できることを、5 層建物試験体の擬似動的荷重実験により確認した。壁形式の構面における損傷は修復不要な程度に抑制され、履歴復元力特性はフラッグシェイプとなった。また柱梁骨組み形式の構面においても、部材にプレストレスを導入した架構は修復不要であり、フラッグシェイプの履歴も実現できた。

2.3.4 アンボンドの PC 鋼材と摩擦ダンパーを併用する方法

PRESSS の提案した Hybrid framing system では、梁の上下縁近くに配した普通鉄筋によりエネルギー消費を行ったが、Morgen and Kurama^[2,11]は柱梁接合部の隅角部に取り付けた摩擦ダンパーによりエネルギー消費を行う構造形式を提案した。図 2-17に示すように、復元力は PRESSS の Hybrid framing system と同様に梁断面中央高さに配したアンボンド PC 鋼材によっている。PC 鋼材のみを通し配筋とし、エネルギー消費は図 2-18に示す摩擦ダンパーにより行う。

Morgen and Kurama は図 2-17に示す片持ち梁試験体計 6 体の繰り返し荷重実験を行い、提案構造形式の力学的特性を示した。以下に実験内容を示す。

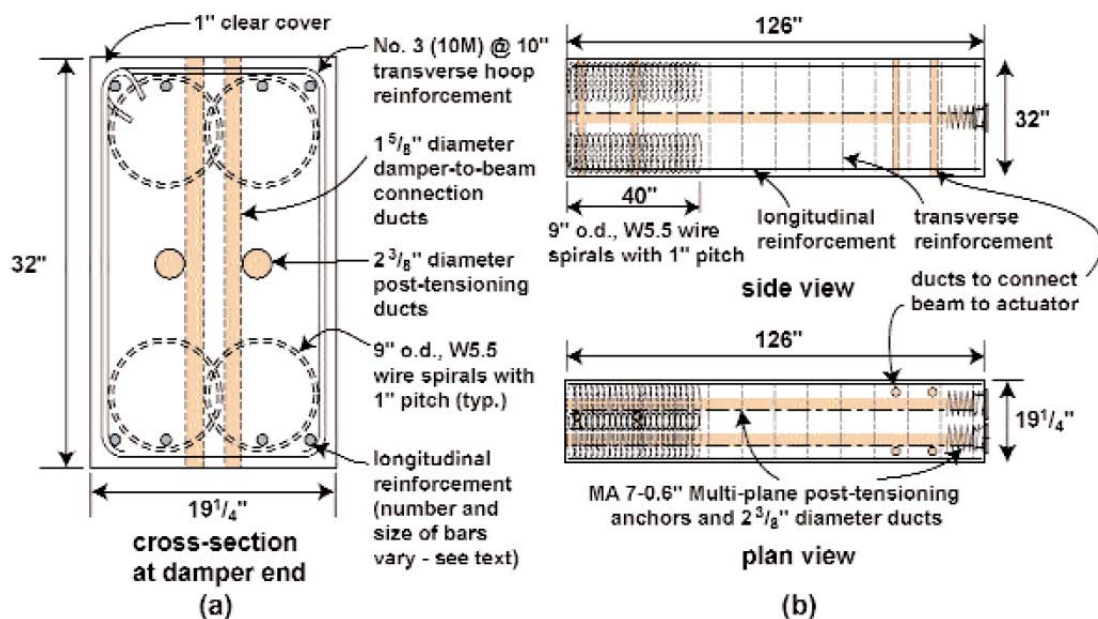


図 2-19 試験体断面^[2.11]

[実験結果]

荷重は変位制御の繰り返し荷重とし、ひとつの試験体についてダンパー摩擦面の圧着力を変更した数シリーズの荷重を行った。図 2-20に示すように、ダンパーなしの試験体は基本的に非線形弾性の履歴を示し、エネルギー消費はわずかだが、残留変形をほとんど生じなかった。一方、ダンパーを用いた試験体では、復元性を維持しながら、エネルギー消費性能を大幅に向上させることができた。また、ダンパーの摩擦面圧着力が大きいほどエネルギー消費量は大きくなることが確認された。梁せいの違いに関しては、梁せいが小さい方がダンパーを含めた部材の最大耐力は小さく、残留変形は大きくなることがわかった。

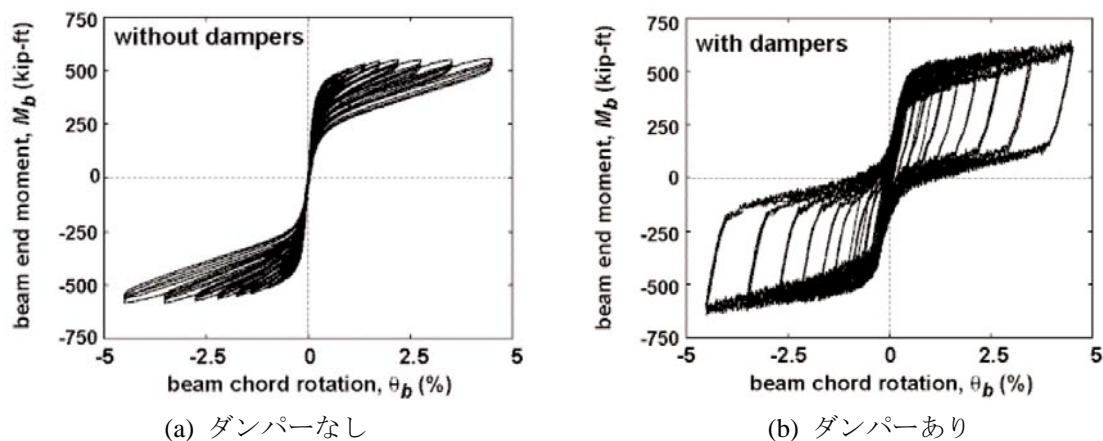


図 2-20 モーメントー梁回転角関係^[2.11]

[片持ち梁実験まとめ]

摩擦ダンパーを有する PCaPC 片持ち梁載荷実験から、以下の結論が得られた。

- (1) 摩擦ダンパーを有する PCaPC 梁は、柱-梁界面の目開きに伴う剛体回転挙動により、非線形の

大変形に、損傷を抑制して追随することができる。

- (2) プレストレス力により、部材は原点指向型の復元性に優れた挙動を示す。
- (3) ダンパーの摩擦力が大きいほどエネルギー消費量は大きく、ダンパーのすべり荷重とぶれストレスを適切に設定すれば、提案構造形式はエネルギー消費が大きく、かつ復元性をの高い挙動を示す。

2.3.5 まとめ

圧着面の目開きを許容して非線形弾性挙動を実現する PCaPC 構造として、

- (1) PC 鋼材の導入力を低減する構造形式
- (2) 圧着面（柱梁接合部）近傍で PC 鋼材の付着をなくす構造形式
- (3) エネルギー消費要素として普通鉄筋を用いる構造形式
- (4) エネルギー消費要素として摩擦ダンパーを用いる構造形式

を紹介した。4 種の構造形式について、復元性と損傷、履歴性状、各構造形式の比較、の観点から以下にまとめる。

○ 復元性と損傷について

いずれの構造形式も、PC 鋼材は弾性範囲で挙動し変形後に張力劣化を生じないため、復元性が維持され、地震後に構造物の変形を元の状態に戻す機能を有する。いずれも部材は主として剛体回転変形するため、曲げひび割れは一体打ちの場合に比べて大幅に少なくなる。またコンクリートの圧壊については、(2)や(4)の試験体のように目地近傍の部材端を補強することで抑制することができる。(2)および(4)ではスパイラル筋が用いられたが、部材端補強に関しては他にも施工性や経済性を大きく損なわない手法が多数提案されている^{例えば[2.12], [2.13], [2.14]など}。

○ 履歴性状について

(1)および(2)は、目開き発生点を剛性変化点とする非線形弾性挙動を実現した。(3)および(4)は更に、非線形弾性挙動で問題となるエネルギー消費性能を補ったものであり、残留変形が小さく、かつ履歴ループ面積の大きなフラッグシェイプ履歴を実現した。(1)でも架構の何らかのエネルギー消費要素を付加する必要があることが言及されており、(3)および(4)はそれぞれ圧着型 PCaPC 構造を用いて復元性とエネルギー消費を両立した損傷制御型構造の実現方法のひとつと位置付けることができる。

2.4 圧着型 PCaPC 部材の履歴モデルに関する既往の研究

以下では圧着型 PCaPC 部材の履歴モデルに関する既往の研究を紹介する。圧着接合部の離間と回転を許容した圧着型 PCaPC 部材においては、離間部に PC 鋼材の抜け出しが生じるため平面保持の過程が成立せず、この点がモデル化を行う上での困難となっている。通常の断面解析が適用できないことに関しては、曲げ耐力についてのみならば PC 鋼材の付着すべりを考慮することで比較的精度の高い算定手法が提案されているが^{例えば[2.15]}、本研究で提案する構造形式においては、設計の際に除荷時の残留変形や載荷サイクルにおけるエネルギー消費量が問題となるため、これらの予測を可能とする履歴モデルが必要である。

尹・浜原ら^[2.16]は PRC 部材を対象に提案された岡田・浜原ら^[2.17]のモデルを、PC 構造の特徴である残留変形抑制効果を考慮できる形に修正した。また中塚・菅田ら^{[2.18]~[2.20]}は、圧着型 PCaPC 部材をより実際に近い形で模擬したマクロモデルを提案している。2.3.1項で紹介した圧着関節工法に関する一連の研究においては、中塚・菅田らのモデルに近い形で PC 鋼材の付着特性を反映したモデルが提案された^[2.21]。以下では各モデルの概要を示す。

2.4.1 尹・浜原らのモデル

尹・浜原ら^[2.16]は岡田・浜原ら^[2.17]により提案された図 2-21(a)のモデル I (RC 部材の復元力特性) に、図 2-21(b)のモデル II (PC 部材の原点指向性を表現したもの) を塑性率 μ および係数 α を用いて式 2-1 のように 1 次結合したものである。 α の値により、履歴形状は図 2-22 に示すように RC 部材の紡錘型 ($\alpha = 1.0$) から純 PC 部材のフラッグシェイプ ($\alpha = 0$ に近い値) までを表現できる。

$$M(R) = \alpha M_1(R) + (1 - \alpha) M_2(R / \mu)$$

式 2-1

α は塑性率 μ と普通鉄筋の鋼材径数 q_r の積、軸力比、プレストレスレベル (プレストレス力の軸力比換算値) の関数であり、提案モデルはに示すように実験結果を精度良く追跡できた。

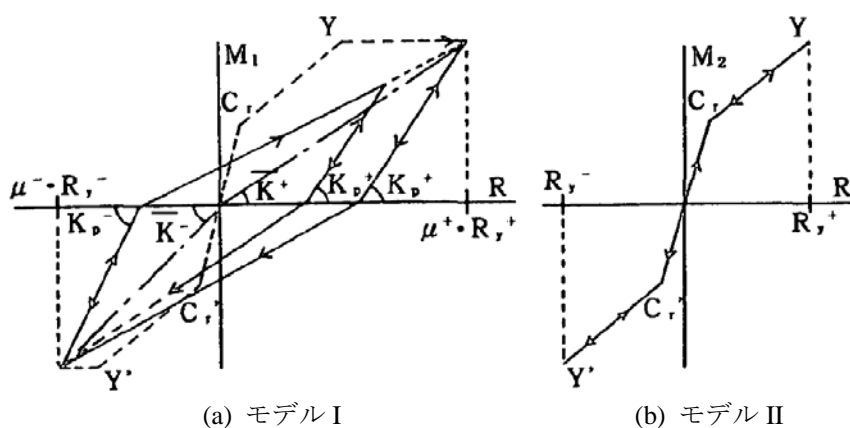


図 2-21 尹らの履歴ループ構成^[2.16]

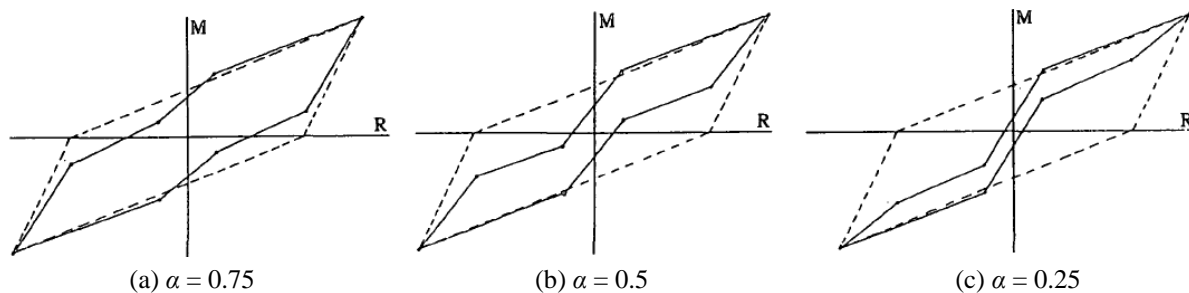


図 2-22 履歴形状と係数 α の関係^[2.16]

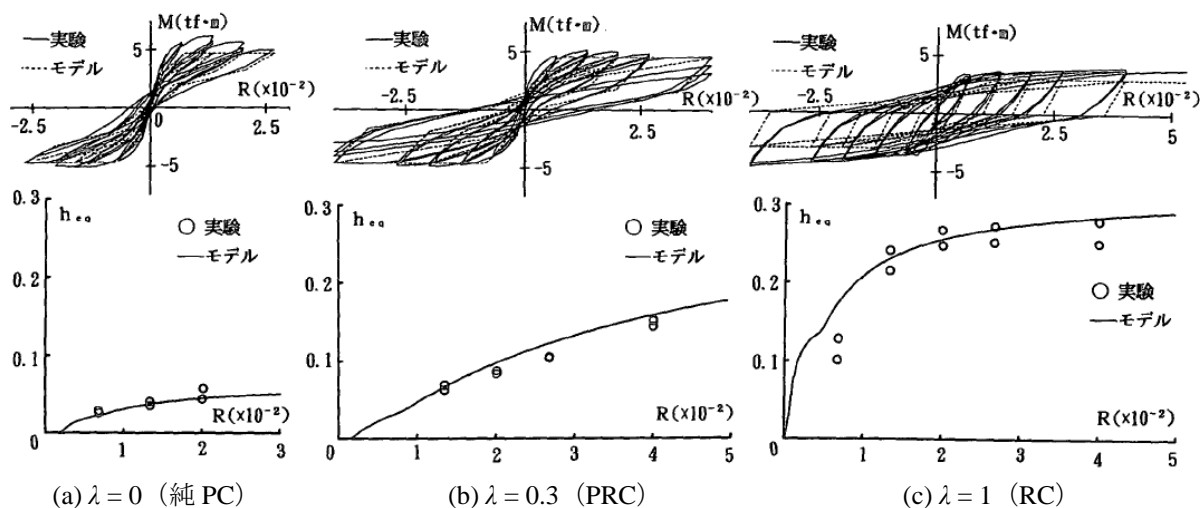


図 2-23 提案モデルと実験結果の比較 (λ : 普通鉄筋の鋼材径数比)^[2.16]

2.4.2 中塚・菅田らのモデル

中塚ら^{[2.18], [2.19]}は、丸形および異形 PC 鋼棒を緊張材として用いた PCa 圧着型片持ち梁を対象に梁部材全体をモデル化するマクロモデルを提案した。これは図 2-24 に示すようにコンクリートの圧縮変形量と引張側 PC 鋼材の抜け出し量が中立軸位置を中心として変形適合しながら圧着面の回転変形を生じると仮定するモデルである。PC 鋼材の抜け出し量は、丸鋼の場合には図 2-25(a) に示す張力分布を仮定し、異形鋼棒の場合には梁側は図 2-25(b) スタブ側は図 2-25(c) に示すひずみ・張力分布を仮定して求める。また、コンクリートの圧縮変形量はある一定の一樣圧縮ひずみ分布範囲 $\alpha \times x_n$ (x_n : 中立軸深さ) でコンクリートの圧縮ひずみが一樣に分布すると仮定して求めている。ただしコンクリート圧縮縁の縮み量とひずみを関係付ける係数 α は部材ごとに異なると見られ、文献^{[2.18], [2.19]}では実験結果から得られた値が用いられた。

菅田ら^[2.20]はこのモデルを基に、FEM によるパラメトリックスタディを行い、 α_d をコンクリート強度に対するプレストレス比およびシアスパン比の関数として求めた。ただし菅田らのモデルでは、コンクリートの圧縮変形量は梁せい h の α_d 倍としている。また、コンクリートの圧縮縁ひずみは一樣ひずみ分布範囲の圧縮ひずみの β 倍としてモデルと実挙動の適合性を向上させている。

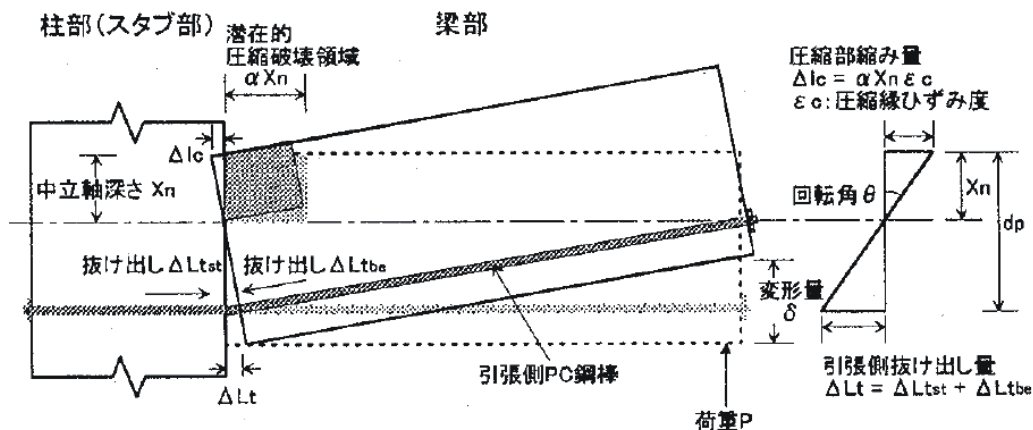
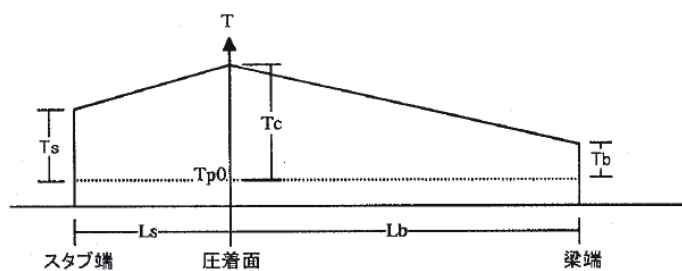
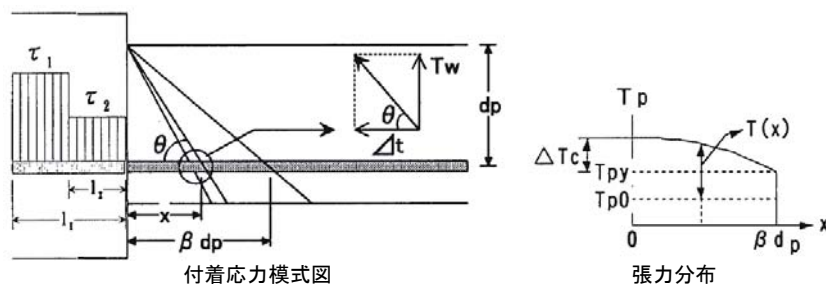


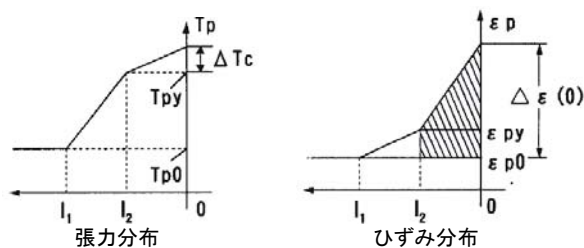
図 2-24 マクロモデル概要^[2.18]



(a) 丸鋼の張力分布



(b) 異形鋼棒梁側



(c) 異形鋼棒スタブ側

図 2-25 PC 鋼材のひずみ・張力分布仮定^{[2.18], [2.19]}

2.4.3 圧着関節工法に関して提案されたモデル

2.3.1項で紹介した圧着関節工法に関して、坂上ら^[2.21]により PC 鋼材の付着特性を用いた梁・柱関節部の圧着部モーメント M —回転角 θ 関係履歴のモデル化が行われた。これは図 2-26に示すように圧着

接合部の離間と回転に伴う PC 鋼材の抜け出しを考慮し、コンクリートに関しては平面保持の仮定を用いて力の釣り合いを求めるもので、梁端の圧着接合部がコーベルとなっている点以外は中塚・菅田らのモデルと基本的に同じである。ただし坂上らのモデルでは、除荷時における PC 鋼材のひずみ分布の変化が定義されており、部材の実挙動をより反映したものであると言える。ただし断面力の釣り合いを求めるにあたって、中塚・菅田らのモデルと同様にコンクリート圧縮縁のひずみと縮み量を関係付けるために、コンクリートの塑性長さを部材せいりの α 倍としているが、この α は実験結果に基づき決定されている。

坂上らはこの圧着接合部回転モデルを用いて圧着部の $M-\theta$ 関係基準履歴 (図 2-28) を算定し、繰り返し変形に対応する履歴モデルを提案した。このモデルは圧着関節工法の部材実験で得られたフラグシェイプの荷重-変形関係を精度良く算定可能である。

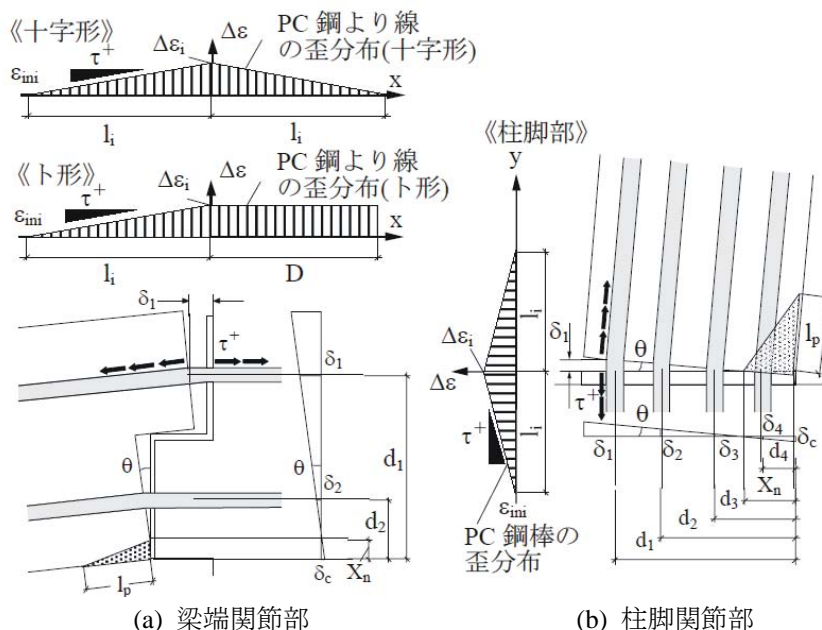


図 2-26 柱・梁関節部危険断面の変形状態^[2,21]

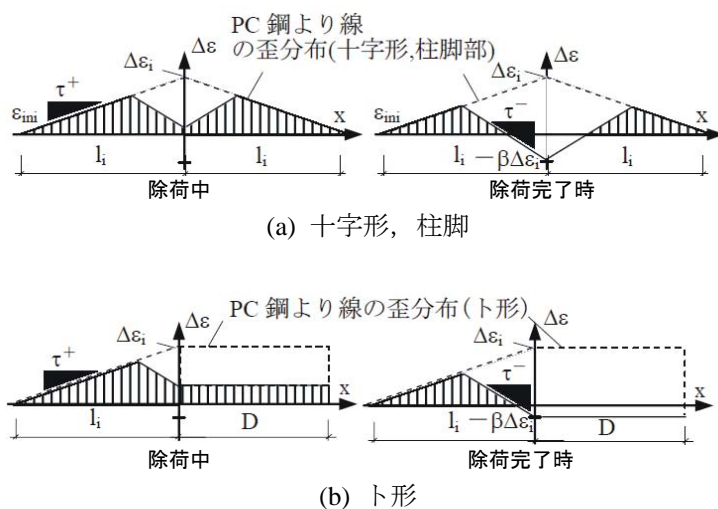
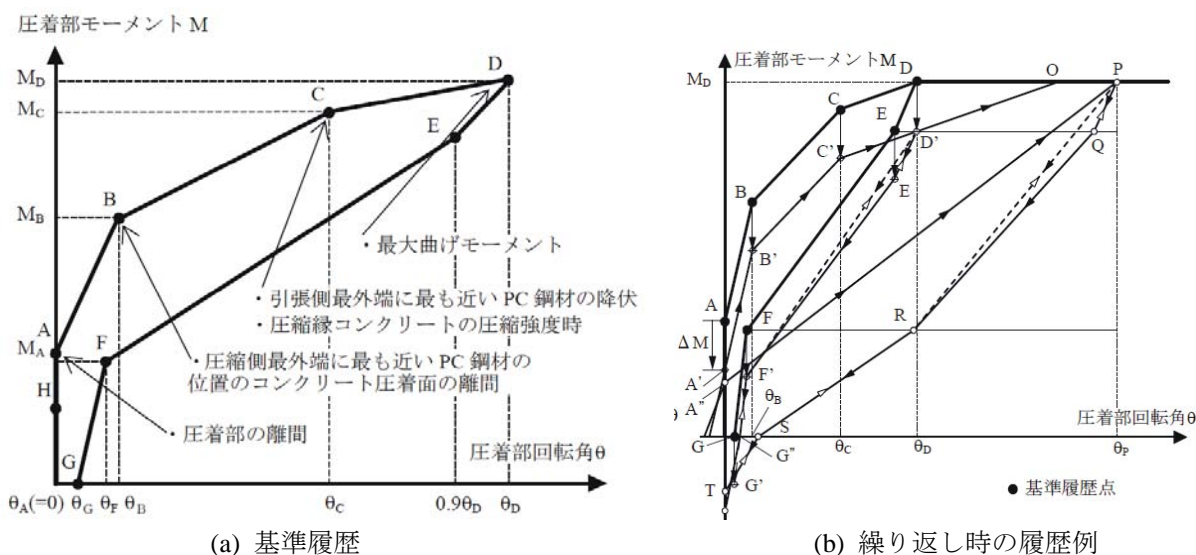


図 2-27 除荷時のひずみ分布^[2,21]

図 2-28 圧着部 $M-\theta$ 関係^[2,21]

2.4.4 まとめ

圧着型 PCaPC 部材の履歴モデルに関する既往の研究について、

- (1) PRC 部材の履歴モデルに原点指向性を加味したモデル
- (2) 圧着面の離間と部材の剛体回転変形を考慮したモデル
- (3) (2)に加えて荷重方向に伴う PC 鋼材の抜け出し挙動の推移を考慮したモデル

を紹介した。各モデルの特徴を、履歴形状の精度、PC 鋼材の抜け出しに関する考慮、の観点から以下にまとめる。

○ 履歴形状の精度について

いずれのモデルも、PCaPC 部材の実験結果を、荷重-変形関係については精度良く追うことができる。

○ PC 鋼材の抜け出しに関して

(1)では考慮していない。そのため、PC 鋼材の張力変化を追うことができない。(2)および(3)では抜け出しを考慮しており、(2)は荷重経路に応じて PC 鋼材の張力を求めることができるが、荷重方向による抜け出し挙動の違いを考慮していないため実挙動とは異なる算定結果となると考えられる。(3)では初回サイクルにおける荷重方向の違いに伴う抜け出し挙動の変化はモデルに反映されているが、2回目以降のサイクルにおいては考慮していない。

2.4.5 PC 鋼材の付着特性に関する実験的研究

前項までで、圧着型 PCaPC 部材の履歴挙動モデルに関する既往の研究を紹介したが、特に2.4.2項および2.4.3項に示した、圧着接合面の離間と部材の剛体回転挙動を模擬した部材モデルにおいては、PC 鋼材の付着特性が得られる履歴に大きな影響を与えており、PC 鋼材の付着すべり挙動をどうモデル化するかモデルの精度・妥当性に関わってくると考えられる。そこで以下では、PC 鋼材の付着滑り特性に関するこれまでの研究状況を示す。

阿波野・中塚^[2.22]は片持ち梁の単調および繰り返し載荷実験によって、PC 鋼材の種類（丸形・異形）により耐荷・変形機構に大きな差（丸形—タイドアーチ機構，異形—トラス機構）が生じることを示した。また、是永ら^[2.23]は PC 鋼材の種類（より線・丸鋼・異形）を変数とする十字型梁の曲げせん断繰り返し載荷実験において、梁の耐力・変形状が異なること、および圧着部の回転変形が梁の全体変形に占める割合が異なること（すなわち PC 鋼材の抜け出し量が異なること）を示した。その他にも多数の研究において、PC 鋼材種並びに付着性状が部材の挙動や建物の応答に与える影響についての議論がなされている^{例えば[2.24], [2.25]}。しかしながら、PC 鋼材にすべりを生じる圧着型プレキャスト構造の挙動は複雑であり、付着特性と部材の挙動との間に影響を定量化できるほど明確な相関関係が見られない場合も多い。

ただし PC 鋼材単体に関しては、コンクリート中に埋設した場合の付着特性について詳細な検討がなされており、付着応力—すべり量関係のモデルが提案されている。特に本研究で扱う PC より線に関しては、是永ら^[2.26]の研究において単調すべり時の付着応力—すべり量関係がモデル化されており（図 2-29）、繰り返しすべり時の挙動については足立ら^[2.27]のモデル（図 2-30）、細居ら^[2.28]のモデル（図 2-31）などがある。本研究では4章で示す解析に足立らのモデルを用いた。以下では足立らのモデルについて詳述する。

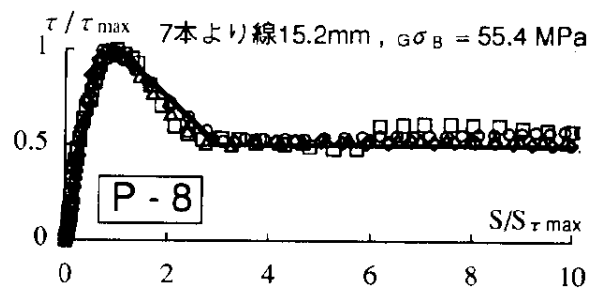


図 2-29 是永らの付着応力—すべり量モデル^[2.26]

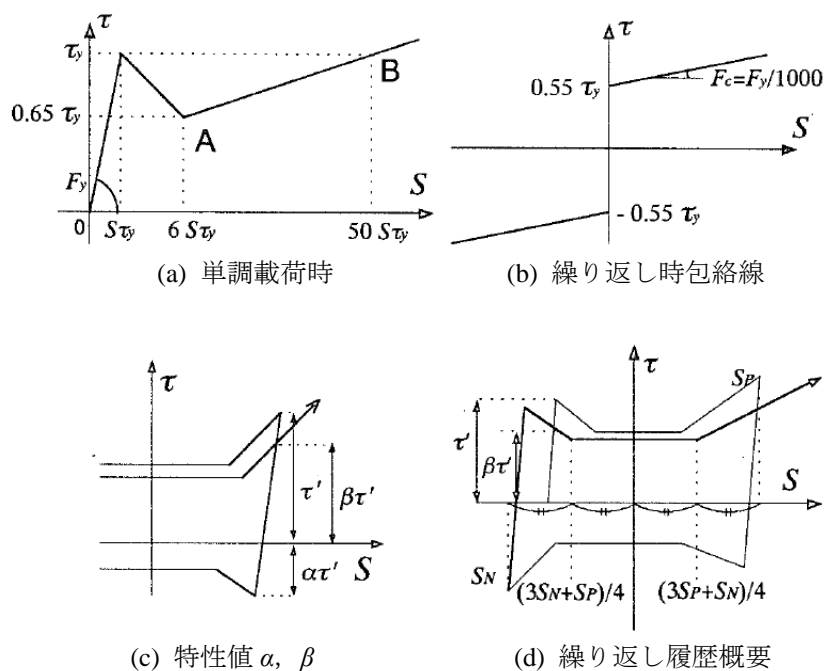
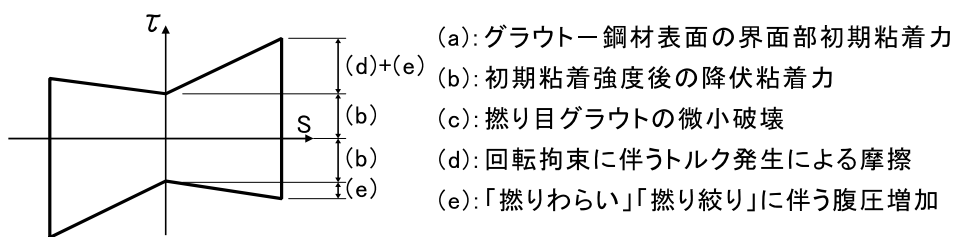


図 2-30 足立らの付着応力-すべり量モデル^[2.27]



- (a): グラウト-鋼材表面の界面初期粘着力
- (b): 初期粘着強度後の降伏粘着力
- (c): 撚り目グラウトの微小破壊
- (d): 回転拘束に伴うトルク発生による摩擦
- (e): 「撚りわらい」「撚り絞り」に伴う腹圧増加

図 2-31 細居らの付着応力-すべり量モデル^[2.28]

[足立らの付着応力-すべり量モデル]

足立ら^[2.27]は繰返し載荷時の付着特性の把握を目的として、PC 鋼より線の引き抜き試験を行い、付着応力-すべり量モデルを提案した。試験体は図 2-32に示すように付着区間数の異なる 2 種とし、実験変数は付着区間数 (1, 3), 載荷履歴 (単調, 1 回漸増繰返し, 5 回漸増繰返し, 1 回片振り繰返し, 1 回漸減繰返し), 引き抜かれる側の支持条件 (自由, 変位を拘束, 初期プレストレス力保持) である。

実験結果から図 2-33に示す付着抵抗機構を仮定し、森田・角^[2.29]によりコンクリート中の普通鉄筋を対象として提案された付着応力-すべり量モデル (図 2-34) を変更する形で、図 2-30に示す付着応力-すべり量モデルを提案した。このモデルは、単調 (あるいは繰返しの初期) 載荷時には図 2-30(a) のように付着応力が降伏後一旦低下して再上昇し、繰返し時には図 2-30(b)の包絡線と、図 2-30(d)に示すように前サイクルの最大付着応力に規定される履歴を有するモデルである。図 2-35に示すように、漸増繰返し載荷とした試験体において、提案モデルは実験結果とよく一致した。

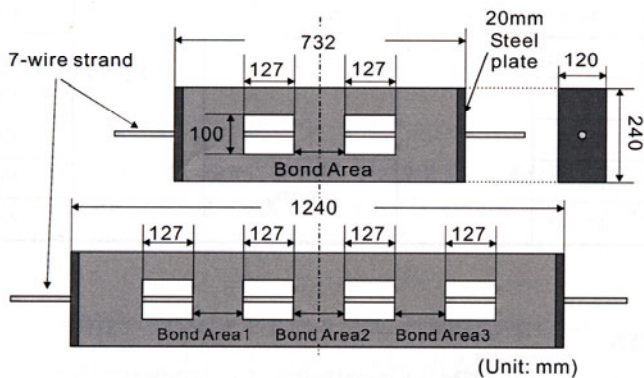


図 2-32 試験体^[2,27]

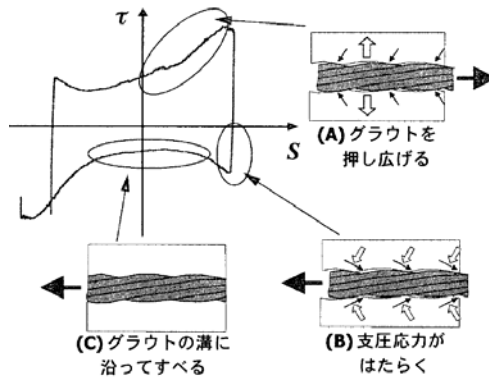


図 2-33 繰り返し時の付着抵抗機構^[2,27]

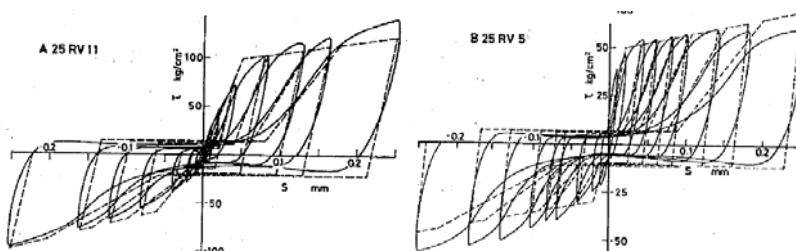


図 2-34 森田・角の付着応力-すべり量モデル^[2,29]

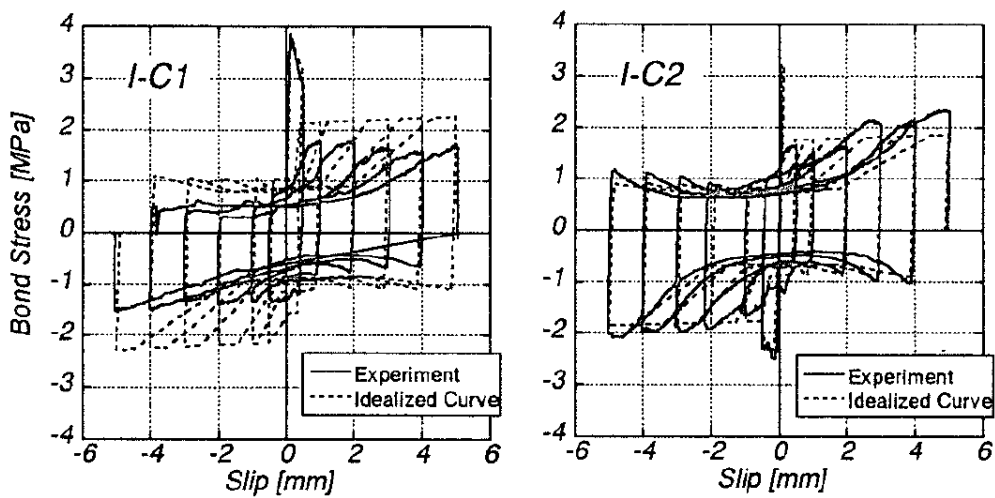


図 2-35 足立らの提案モデルと実験結果の比較^[2,27]

2.5 既往の研究における未解決事項と本研究の位置付け

ここまで述べてきたように、圧着型 PCaPC 構造において、圧着接合面の離間と部材の剛体回転挙動を許容して残留変形と部材の損傷を抑制するいくつかの構造形式が提案され、実験的・解析的にその性能が確認されている。また圧着型 PCaPC 部材の繰り返し履歴モデルについても、圧着接合面の離間と回転挙動を考慮したモデルがいくつか提案されている。ただしこれまで提案された構造形式および履歴モデルには、以下に示す点が課題もしくは改善可能な項目として残されている。

【構造形式に関して】

- (1) PC 鋼材の導入力を低減する方法、および PC 鋼材の付着を一部なくす方法では、部材の損傷を軽微に留め、非線形弾性挙動を実現して残留変形を抑制することができたが、エネルギー消費性能が低いため、地震時応答が過大となるおそれがある。
- (2) (1)の解決として、アンボンドの PC 鋼材と普通鉄筋を併用する方法が提案されたが、部材断面に 2 種の鋼材を平行に配置するため、接合部付近で配筋が複雑になるという問題点がある。
- (3) (2)と同様に、(1)の解決としてアンボンドの PC 鋼材と摩擦ダンパーを併用する方法が提案され、これは(2)に対して断面配筋はシンプルなものとするが、エネルギー消費要素が架構の外部にあるため、意匠上の要望から使用できない場合があると考えられる。

【解析モデルに関して】

- (4) 部材全体の $M-\theta$ 関係の外形のみを算定するモデル（例：尹・浜原らのモデル）では、PC 鋼材の抜け出しを仮定していないためその挙動を正確に追うことができず、特に PC 鋼材の降伏および張力劣化を予測することができない。
- (5) 圧着接合面の離間と部材の剛体回転を考慮したモデルでは、PC 鋼材の抜け出しを考慮できるが（例：中塚・菅田らのモデル、圧着関節工法の計算モデル）、既往の提案モデルはいずれもコンクリート圧縮縁のひずみと縮み量の関係付けが実験（または FEM 解析）結果に拠っている。また圧着関節工法の計算モデルにおいては繰り返し履歴の算出手法が提案されたが、基準履歴においてのみ圧着面回転モデルを用いており、繰り返しによる PC 鋼材の張力劣化などが考慮されていない。

本研究ではこれらの問題点を解決するために、以下のことを行った。

【構造形式に関して】

- ◆ (2)および(3)を受けた形で、圧着型 PCaPC 構造において、復元性とエネルギー消費性能を両立した構造形式を提案した。その際、(2)および(3)に対して以下の点を改善した。
 - (2)のようにエネルギー消費要素を部材内部に設ける場合に関しては、緊張材とエネルギー消費要素の両方の性質を兼ね備える構造要素として、降伏強度の異なる 2 種の素線をより合わせた混合より線を用いることで、通常の PCaPC 構造と同じ断面を実現した。
 - (3)のようにエネルギー消費要素を部材外部に設ける場合に関しては、エネルギー消費要素の選択肢を増やすものとして、波型鋼板を用いたダンパーを開発・提案した。このダンパーは、降伏時変形角、靱性、負担水平荷重などが容易に変更可能であり、適用範囲が非常に広いことが特徴である。材料費が安価であり、メンテナンスフリーである点も(3)で提案された摩擦ダンパーと比較して劣るものではない。

【解析モデルに関して】

- ◆ (5)と同様に、PCaPC 部材の圧着接合面の離間と部材の剛体回転挙動を考慮したモデルを用い、繰返し変形を受ける場合の $M-\theta$ 関係を逐次算定できる手法を提案した。従来の提案モデルに対して、以下の点を考慮・改善した。
 - 履歴に大きな影響を与える PC 鋼材の付着すべり挙動に関して、繰返しによる付着応力劣化を考慮した既往のモデルを修正し、FEM 解析モデルに反映することで、繰返し時の付着応力分布の推移を明らかにし、これを考慮した。
 - 圧着接合面の離間に伴う PC 鋼材の抜け出し量と、そのひずみ増分を関係付けることで、付着応力の変化を容易にモデルに取り込むことを可能にし、またコンクリート圧縮縁のひずみと縮み量の関係を用いずに回転中心を一意に求める手法を提案し、部材の $M-\theta$ 関係および PC 鋼材の張力変化を逐次算定可能なモデルを構築した。

2.6 参考文献

- [2.1] 中野清司, 田辺恵三, 町田重美, 和田章, 山田大彦, 松崎育弘: PC 圧着関節工法による損失制御設計(その 1)~(その 4), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造 IV, pp. 893-900, 2001.
- [2.2] 岡野大志, 松崎育弘, 坂田弘安, 池澤誠: PC 圧着関節工法を用いた損傷制御架構の構造性能に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 27, No. 2, pp. 547-552, 2005.
- [2.3] 中井敏文, 松崎育弘, 坂田弘安, 竹内宏次: PC 圧着関節工法を用いたト形部分架構の構造性能に関する実験研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 28, No. 2, pp. 535-540, 2006.
- [2.4] 瀬戸俊明, 坂田弘安, 松崎育弘, 杉山智昭: PC 圧着関節工法を用いた柱脚部を含む『土形』架構の構造性能に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 29, No. 3, pp. 475-480, 2007.
- [2.5] Priestley, M.J.N. and Tao, J.R. (1993). "Seismic Response of Precast Prestressed Concrete Frames with Partially Debonded Tendons", PCI Journal, Vol. 38, No. 1, 58-69
- [2.6] Priestley, M.J.N. (1996). "The PRESSS Program Current Status and Proposed Plans for Phase III", PCI Journal, Vol. 41, No. 2, 22-40
- [2.7] Englekirk, R.E. (2002). "Design-Construction of the Paramount - A 39-story Precast Prestressed Concrete Apartment Building", PCI Journal, Vol. 47, No. 4, 56-71
- [2.8] Palermo, A., Pampanin, S. and Marriott, D. (2006). "Quasi-static Tests of Seismic Resistant Bridge Piers with Hybrid Connections: Comparison with Monolithic Solutions", Proceedings of the 2nd fib Congress, Naples, Italy, ID 8-31
- [2.9] fédération internationale du béton (2003). *Seismic design of precast concrete building structures*
- [2.10] Priestley, M.J.N., Sritharan, S., Conley, J. R. and Pampanin, S. (1999) "Preliminary Results and Conclusions from the PRESSS Five-Storey Precast Concrete Test-Building," PCI Journal, Vol. 44, No. 6, 42-67
- [2.11] Morgen, B.G. and Kurama, Y.C. (2004). "A Friction Damper for Post-Tensioned Precast Concrete Moment Frames", PCI Journal, Vol. 49, No. 4, 112-133
- [2.12] Marriott, D., Pampanin, S. and Palermo, A. (2008). "Quasi-static and pseudo-dynamic testing of unbonded post-tensioned rocking bridge piers with external replaceable dissipaters", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, DOI: 10.1002/eqe.857, www.interscience.wiley.com
- [2.13] 菅田昌宏, 太田義弘, 岡本晴彦, 東端泰夫: プレキャストコンクリート・アンボンド PC 圧着部の曲げ性状に及ぼす圧縮部補強の効果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造 IV, pp. 1005-1006, 2000.
- [2.14] 山下仁, 和田敏良, 越川武晃, 溝口光男, 上田正生, 小松憲一: アンボンド PCaPC 柱・梁圧着接合によるスチールバンドを有する梁の繰返し載荷実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造 IV, pp. 903-904, 2008.
- [2.15] 六車熙, 渡辺史夫, 内藤行孝, 新谷晃崇, 松本浩: 付着の劣化を考慮した PC 梁の曲げ破壊耐力計算法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, Vol. 53, 構造系, pp. 1799-1800, 1978.
- [2.16] 尹元奎, 浜原正行, 本岡順二郎: プレキャスト・プレストレストコンクリート柱の復元力特性に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, No. 480, pp. 151-160, 1996.2
- [2.17] 岡田満, 浜原正行, 末次宏光, 本岡順二郎: プレストレストコンクリート曲げ部材の復元力特性に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, No. 410, pp. 63-69, 1990.4

- [2.18] 中塚侑, 阿波野昌幸: 丸形 PC 鋼棒圧着型片持ち PC 梁の荷重-変形関係のマクロモデルによる推定, 日本建築学会構造系論文集, No. 555, pp. 141-148, 2002.5
- [2.19] 中塚侑, 阿波野昌幸, 中川明德: 異形 PC 鋼棒圧着型片持ち梁の荷重-変形関係推定のためのマクロモデル, 日本建築学会構造系論文集, No. 562, pp. 123-128, 2002.12
- [2.20] 菅田昌宏, 中塚侑: アンボンド PC 圧着エネルギー吸収型高復元性部材のマクロモデルによる荷重-変形関係の推定, 日本建築学会構造系論文集, No. 590, pp. 103-110, 2005.4
- [2.21] 坂上肇, 瀬戸俊明, 坂田弘安, 松崎育弘: PC 圧着関節工法を用いた骨組の履歴性状に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 30, No. 3, pp. 529-534, 2008.
- [2.22] 中塚侑, 阿波野昌幸: 接合形式(圧着型・一体型)と PC 鋼材種(丸形・異形)の異なる片持ち PC 梁の耐荷・変形機構と力学性能に関する実験的考察, コンクリート工学論文集, Vol. 11, No. 3, pp. 97-110, 2000.9
- [2.23] 是永健好, 渡辺英義, 桑田由加子, 小林淳: プレキャスト PC 梁の地震時曲げ挙動に関する研究(その 1)~(その 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C, 構造 II, pp. 1053-1054, 1993.
- [2.24] 森山健作, 岸田慎司, 北山和宏, 丸田誠, 木村暁子: 圧着接合されたプレストレスト・コンクリート柱・梁接合部の力学性状に関する研究(その 1)~(その 3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造 IV, pp. 613-618, 2002.
- [2.25] 岸本一蔵, 大野義照: グラウト間の付着程度が PC 骨組建物の応答変形量に及ぼす影響, 日本建築学会構造系論文集, No. 543, pp. 137-143, 2001.5
- [2.26] 是永健好, 渡辺英義: PC 鋼より線とグラウト材の付着特性評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造 IV, pp. 1083-1084, 1999.
- [2.27] 足立将人, 高津比呂人, 西山峰広: PC 綱より線とグラウト材間の付着特性のモデル化(その 1)~(その 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造 IV, pp. 1009-1010, 2000.
- [2.28] 細居清剛, 市来隆志, 中塚侑: PC 鋼より線とグラウトとの付着特性に関する研究, プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, Vol. 12, pp. 77-80, 2003.
- [2.29] 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, 日本建築学会論文報告集, No. 229, pp. 15-24, 1975.3

3 復元性とエネルギー消費を両立させた構造形式の提案と性能確認実験

3.1 構造形式の提案

本章では、本研究で提案する復元性とエネルギー消費を両立させた構造形式について説明し、その性能を確認するために行った実験について述べる。本研究で提案する、復元性とエネルギー消費性能を両立させ、フラッグシェイプの履歴復元力特性を示す構造形式は、以下の2種である。

- (1) 圧着型 PCaPC 架構に、波形鋼板を用いた間柱型せん断パネルダンパーを組み込んだ構造形式
- (2) 圧着型 PCaPC 架構の緊張材として、混合より線を用いた構造形式

(1) は圧着型 PCaPC 骨組により復元性を維持し、エネルギー消費は波形鋼板ダンパーによって行う構造形式である。波形鋼板は、せん断剛性に比べて軸・曲げ剛性が工学的に無視可能なほど小さいという特徴を有する。また、波の折り目により形成される部分パネルのせいがパネル全体に比べてはるかに小さくなるため、座屈補剛リブなしにせん断座屈強度を大きく高めることができ、パネルの座屈を遅らせることが可能となる。折り目が水平となる方向で使用すれば、波形鋼板は鉛直軸力を負担しないため、通常の平鋼板を用いたパネルダンパーに比べて隅角部に圧縮力が集中することがない。また、鉛直方向への変形が容易であるため、パネルの剛体回転による破断も生じず、パネル全体が変形してダンパーとしての効果を発揮できる（図 3-1）。本研究では波形鋼板パネルのせいを階高の数分の1とすることで、波形鋼板のせん断変形を架構の層間変形の数倍に増幅させ、ダンパー効率の向上を図った。波形鋼板は板厚とパネル幅のみならず、折り曲げ形状や鋼材種により耐力や降伏時変形角が可変であり、本構造形式では骨組による復元性とダンパーによるエネルギー消費性能を分離して設計できるため、幅広い使用状況に対応できる。ただし、間柱型ダンパー全般の問題として、ダンパー上下の梁が回転変形する場合にはダンパーの変形量が層間変形に比べて小さくなり、ダンパーの有効性が低下するおそれがあり、これは波形鋼板パネルを用いた場合でも同じである。

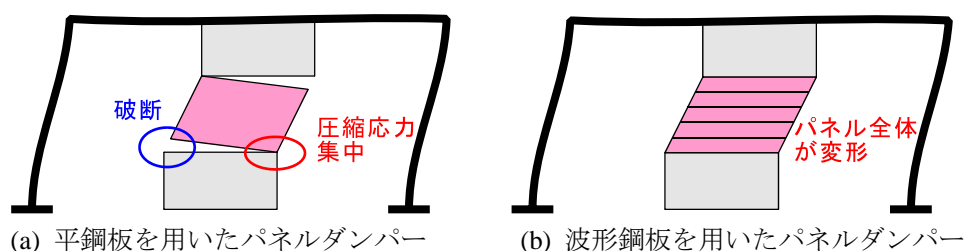


図 3-1 波形鋼板ダンパーの架構内での挙動概念

(2) は圧着型 PCaPC 骨組において、緊張材とエネルギー消費要素も併せ持つ混合より線を通し配筋にして用いるものであり、エネルギー消費要素が部材内に存在するという点では 2 章で紹介した PRESSS^{[3.1], [3.2]}の Hybrid Framing System と同じであると言える。ただし、PRESSSS の構造形式では部材断面にエネルギー消費要素（軟鋼鉄筋）と PC 鋼材を平行に配置する必要があり、接合部付近の断面が複雑になることが避けられないのに対し、混合より線は単独で両方の性能を併せ持つため、断面は従来の PC 構造と同じとなり、施工コストも増加しない。また、骨組外にエネルギー消費要素を持たないため、意匠や空間の使用性を阻害することがないことも利点である。ただし、混合より線を構成する

鋼材種および断面積については実用的に製造および使用可能な選択範囲が限られてしまい、設計の自由度は構造形式(1)に比べてやや制限される。

以下では(1), (2) それぞれの構造形式について、履歴復元力特性の把握、各構造要素の挙動の確認、および実用化可能性の検討のために行った実験について述べる。

3.2 波形鋼板ダンパーを組み込んだ PCaPC 構造

ここでは、圧着型 PCaPC 架構の上下梁間に、波形鋼板を用いたせん断型ダンパーを組み込んだ構造形式について述べる。

波形鋼板は、薄肉鋼板を波状に折り曲げ加工したものであり、幾何学的形状効果により大きなせん断座屈強度を有するとともに、軸剛性および曲げ剛性が工学的に無視できるほど小さいという特徴がある。波と直行する方向では荷重を負担でき、かつ波の進行方向ではコンクリート床版へのプレストレス力導入を阻害しないことから、1980年代以降、PC箱桁橋のウェブ材として多く使用されてきた。

波形鋼板の建築構造物への適用は、2000年に Mo ら^[3.3]により、RC 架構と組み合わせ水平抵抗要素とすることが提案されたのが最初である。Mo らの研究では、一般的な RC 耐震壁に代えて波形鋼板の耐震壁を用いることにより、架構の変形性能を大幅に向上できることが示された。ただし、Mo らの実験では波形鋼板耐震壁と周辺 RC 骨組との定着が不十分であったため、変形が大きくなると鋼板一周辺骨組間の接合部界面にすべりが生じ、鋼板壁の変形が骨組の変形に追従せず、その性能が十分に発揮されなかった。そこで帖佐ら^[3.4]は波形鋼板耐震壁と周辺 RC 門型架構を接続するアンカーボルトの本数を変数とした載荷実験を行い、各種合成構造設計指針・同解説^[3.5]の強度式を満足するようアンカーボルト本数を決定すれば、波形鋼板がせん断座屈（座屈発生時が最大耐力時となる）を生じてからも、接合部界面にすべりを生じずに架構は非常に靱性に富む挙動を示すことを示した。また、アンカーボルト本数を半減させた場合や上下梁との接合のみとした場合には、定着が十分であった場合に比べて波形鋼板のせん断降伏の発生が遅れるために構造全体の剛性は低下するものの、安定した紡錘型の履歴が得られることも確認した。

本研究では波形鋼板の高いエネルギー消費性能に着目し、波形鋼板パネルのせいを架構の数分の 1 として層間変形に対し波型鋼板のせん断変形を増幅させることで、小変形時からより効率的にエネルギーを消費するダンパーを開発した。以下では、3.2.1項で波形鋼板を用いたダンパー単体の性能確認実験について、3.2.2項では開発した波形鋼板ダンパーを組み込んだ圧着型 PCaPC 門型架構の載荷実験について述べる。

3.2.1 波形鋼板ダンパー単体の載荷実験

波形鋼板ダンパーは、薄肉鋼板で製作した波形鋼板パネルの上下にダンパーの支持材となる厚肉平鋼板を接合し、架構の層間変形に対し波型鋼板のせん断変形を増幅させて小変形時から効果的にエネルギー消費を行わせるものである。以下では開発した波形鋼板ダンパーの力学的性状確認のために行った、ダンパー単体の載荷実験について述べる。

ダンパーは、波形鋼板パネルがせん断降伏しエネルギー消費を行う「波形鋼板部分」および、波形鋼板パネル支持材の役割を果たす「支持部分」から成る。支持部分を含めたダンパー全体の四周には、せん断力伝達のための左右および上下フランジを設け、波形鋼板および支持部分と溶接した。波形鋼板部分と支持部分は、損傷後の交換可能性を考慮して高力ボルト接合とした。後述する架構実験においては、周辺骨組との接合も同様の理由で高力ボルト接合とした。

① 実験変数および試験体詳細

実験変数は波形鋼板部分の高さ h_D であり、図 3-2に示すように、 $h_D = 80 \text{ mm}, 240 \text{ mm}, 532 \text{ mm}$ と

なる計3体の試験体を用いた。ただし、 $h_D = 80$ mmの試験体は波の形成が困難であったため波形鋼板部分を他試験体の波形鋼板部分と同材料・厚さの平鋼板とした。表3-1に試験体種類を示す。 h_D を変えることによって波形鋼板部分降伏時の試験体全体の変形角 R_y を制御することが可能であり、 R_y の予測値を表3-1に併せて示す。 R_y の算出方法は以下である。

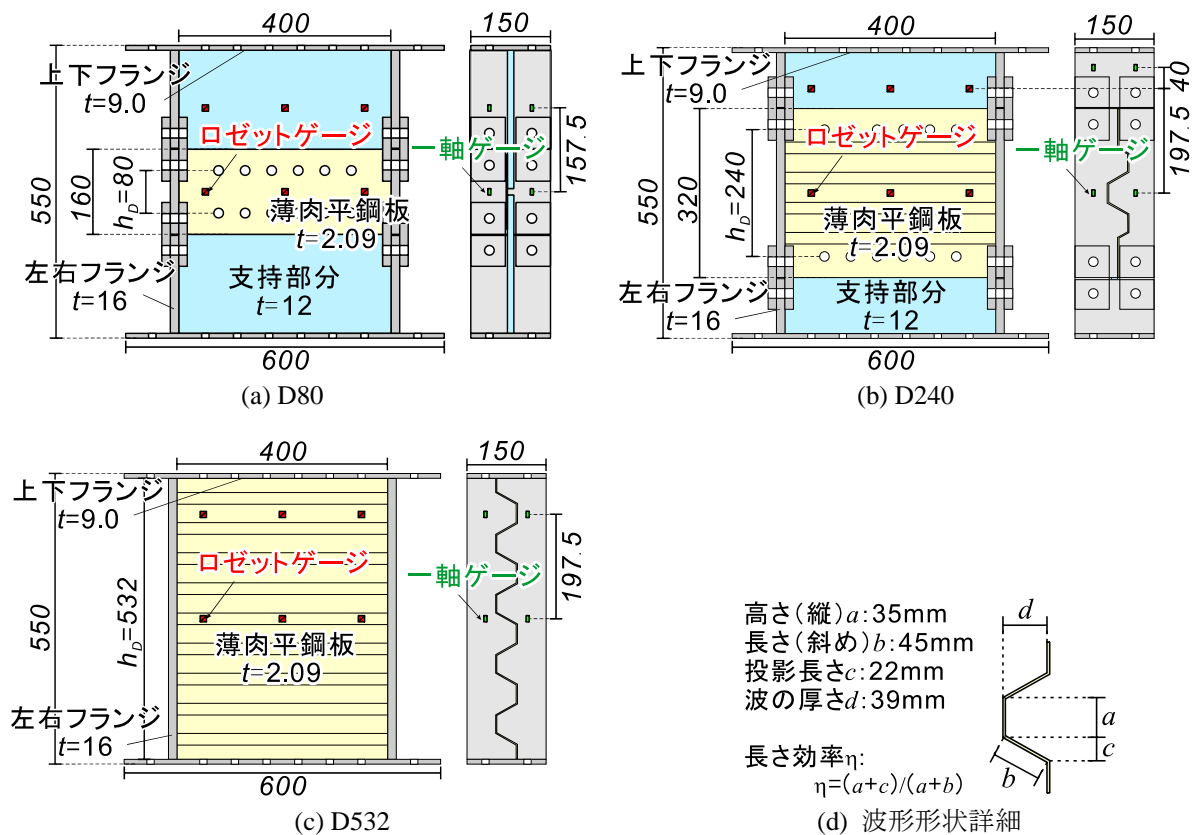


図 3-2 波形鋼板ダンパー単体試験体 (単位: mm)

○ R_y の算出方法

図3-3のように、試験体の下半分を切り出したH型断面片持ち梁を仮定し、自由端に波形鋼板部分のせん断降伏時水平荷重 Q_y を作用させたときのたわみ量を δ_y とする。 Q_y は、波形鋼板が全断面積で水平荷重を負担していると仮定して、式3-1より算出した。 δ_y は曲げ変形 δ_f とせん断変形 δ_s から成り、それぞれ式3-2から求められる。 δ_y を試験体高さの1/2 (=275 mm)で除したものが R_y となる。波形鋼板・支持部平鋼板それぞれの断面2次モーメントは式3-3により求めた。また、波形鋼板の弾性軸剛性・弾性せん断剛性は、波形形状係数 α および長さ効率 η を用いて式3-4のように補正した。

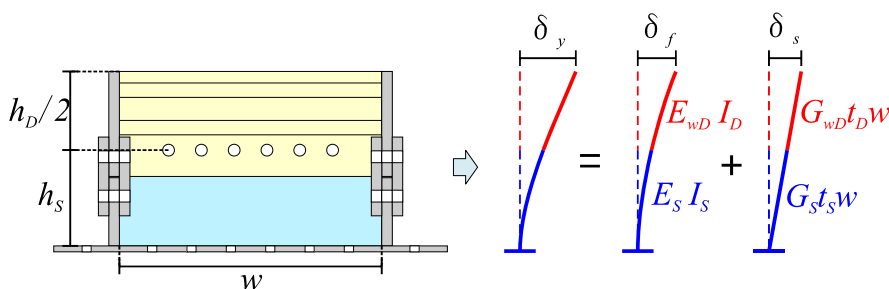


図 3-3 降伏時変形算定時の片持ち梁仮定

- せん断降伏時水平荷重

$$Q_y = \tau_{yD} \times t_D \times w$$

式 3-1

- 仮定した片持ち梁の自由端たわみ量

$$\begin{aligned} \delta_y &= \delta_f + \delta_s \\ \delta_f &= \delta_{fD} + \theta_{fSend} h_D / 2 + \delta_{fS} \\ \text{ただし, } \delta_{fD} &= \frac{Q_y h_D^3}{24 E_{wD} I_D}, \quad \delta_{fS} = \frac{Q_y h_S^3}{3 E_S I_S}, \quad \theta_{fSend} = \frac{Q_y h_S^2}{2 E_S I_S} \\ \delta_s &= \frac{Q_y}{G_{wD} t_D w} + \frac{Q_y}{G_S t_S w} \end{aligned}$$

式 3-2

- 断面 2 次モーメント

$$\begin{aligned} I_D &= \frac{t_D w^3}{12} + \frac{E_F}{E_{wD}} \frac{w_F \{(w + 2t_F)^3 - w^3\}}{12} \\ I_S &= \frac{t_S w^3}{12} + \frac{E_F}{E_S} \frac{w_F \{(w + 2t_F)^3 - w^3\}}{12} \end{aligned}$$

式 3-3

- 波形鋼板の形状効果を考慮した弾性軸・せん断剛性

$$\begin{aligned} E_{wD} &= \alpha (t_D / d)^2 E_D \\ G_{wD} &= \eta \frac{E_D}{2(1-\nu_D)} \end{aligned}$$

式 3-4

- 波形鋼板の形状係数と長さ効率

$$\begin{aligned} \alpha &= (a + c) / (3a + b) \\ \eta &= (a + c) / (a + b) \end{aligned}$$

式 3-5

ここに、 Q_y ：波形鋼板が降伏時に負担する水平荷重、 τ_y ：波形鋼板のせん断降伏強度で（式 3-6より算出）、 $t_D \cdot t_S \cdot t_F$ ：波形鋼板・支持部平鋼板・左右フランジの板厚、 w ：鋼板パネル幅（フランジを含まない）、 w_F ：フランジ幅、 E_{wD} ：波形鋼板の弾性軸剛性、 $E_D \cdot E_S \cdot E_F$ ：波形鋼板・支持部平鋼板・左右フランジのヤング係数、 $I_D \cdot I_S$ ：フランジの影響を考慮した波形鋼板・支持部平鋼板の断面 2 次モーメント、 h_D ：波形鋼板高さ、 h_S ：支持部平鋼板の上下いずれか一方の高さ、 G_{wD} ：波形鋼板の弾性せん断剛性、 G_S ：支持部平鋼板のせん断剛性で、 $G_S = \frac{E_S}{2(1-\nu_S)}$ 、 $\nu_D \cdot \nu_S$ ：波形鋼板・支持部平鋼板のポアソン比、 $a \cdot b \cdot c \cdot d$ ：図 3-2(d)に示す波形鋼板の折り曲げ寸法。

表 3-1 ダンパー単体実験の試験体種類

試験体	波形鋼板部分		支持部分		パネル幅 w (mm)	フランジ幅 w_F (mm)	波の個数 N_w	波形鋼板降伏時 変形角予測値 R_y (%)
	板厚 t_D (mm)	高さ h_D (mm)	板厚 t_S (mm)	高さ h_S (mm)				
D80	2.09	80	12	235	400	150	0	0.069
D240		240		155			1.5	0.171
D532		532	-	-			4.5	0.339

② ダンパーの設計

○ 波形鋼板部分の設計

波形鋼板部分の設計条件は、せん断降伏をせん断座屈に先行させる、すなわち、座屈強度がせん断降伏強度を上回るものとした。せん断降伏後の鋼板の変形性能は、大変形時に急激な耐力低下が生じないように、座屈強度から導かれるせん断変形角が想定建物の安全限界時における層間変形角を上回ることを確認した。以下に使用した強度式、および各試験体の波形形状（図 3-2(d)に示す波形形状の各部寸法）を示す。検討事項はせん断降伏強度、せん断座屈強度、せん断降伏時の変形角およびせん断座屈時の変形角である。

(1) せん断降伏強度 τ_{yD}

$$\tau_{yD} = \frac{\sigma_{yD}}{\sqrt{3}}$$

式 3-6

ここに、 σ_{yD} ：波形鋼板鋼材の降伏強度。

(2) せん断座屈強度（文献[3.6]より）

波形鋼板の弾性せん断座屈強度 τ_{eD} は、以下に示す弾性局部座屈強度 τ_{eID}' と弾性全体座屈強度 τ_{eallD}' の小さい方で決まる。

$$\tau_{eD} = \min(\tau_{eID}', \tau_{eallD}')$$

式 3-7

・ 弾性局部座屈強度 τ_{eID}'

板の面外折り曲げ点をヒンジとした座屈であり、Skan and Southwell の式^[3.8]より求められる。なお、面内座屈については考慮しないものとした。

$$\tau_{eID}' = k \frac{\pi^2 E_D}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_D}{w} \right)^2$$

式 3-8

ここに、 t_D ：波形鋼板の板厚、 w ：パネル幅、 k ：座屈係数で、単純支持の場合 $k = 4.00 + 5.34 / \alpha^2$ 、(α ：折り曲げにより形成された部分パネルの縦横比で、図 3-2(d)の折り曲げ幅 ($\max(a, b)$) をパネル幅 w で除したもの)。

・ 弾性全体座屈強度 τ_{eallD}'

波形鋼板全体を直交異方性板として扱い、座屈モードのたわみの一般式にエネルギー法を適用することによって、Easley^[3.9]により式 3-9が提案された。

$$\tau_{eallD}' = 36\beta \frac{\sqrt{D_x D_y^3}}{w^2 t_D}$$

$$\text{ただし、 } D_x = \eta \frac{E_D t_D^3}{12}, \quad D_y = E_D I_x$$

式 3-9

ここに、 β ：波形鋼板の波形形状端部の回転拘束による係数で、完全拘束の場合 $\beta = 1.9$ 、ピン支持の場合 $\beta = 1.0$ 。今回の試験体には周辺鋼板を設けるが、完全拘束とは言い切れないため、安全側に見積もって $\beta = 1.0$ を採用した。 D_x ： x 方向 (= 波の進行方向) の曲げ剛性、 D_y ： y 方向 (= 折り目と平行な方向) の曲げ剛性、 η ：波形加工による長さ効率（式 3-5）、 I_x ： x 軸周りの単位長さ当たりの断面 2 次モ

ーメントで、 $I_x = \frac{2at_D(d/2)^2 + 2bt_Dd^2/12}{2a+2c}$ (d : 図 3-2(d)に示す波形鋼板の波の厚さで、 $d = \sqrt{b^2 - c^2}$)。

(3) せん断降伏時変形角 R_{yD}

$$R_{yD} = \tau_{yD} / G_{wD}$$

式 3-10

ここに、 G_{wD} : 波形鋼板のせん断弾性剛性で、式 3-4と同じ。

(4) せん断座屈時変形角 R_{bD}

非弾性域を考慮した座屈強度は τ_{eD} とは異なるが、ここでは弾性範囲のみ考慮して変形性能を見積もった。ただし、式 3-11の R_{bD} は鋼構造に対し全振幅を想定しているものであり、RC 構造では片振幅を対象とするので、実際の鋼板の変形能力は R_{yD} を 1/2 倍したものとなる。

$$R_{bD} = \tau_{eD} / G_{wD}$$

式 3-11

(5) 決定した波形形状

全試験体に共通する仕様として、波形鋼板部分と支持部分を併せたダンパー全体の高さ $h_{all} = 550$ mm, 鋼板パネル幅 $w = 400$ mm とした。波形鋼板部分は表 3-2に示す形状とした。これにより、各試験体における波形鋼板パネルの高さ h_D をそれぞれ表 3-1のように定めることで、概ね 0.1, 0.2, 0.4%で波形鋼板部分の降伏が予想される。ただし試験体 D80については、波形鋼板部分の高さが 80 mm しかなく波の形成が困難であるため、他試験体と同材料の平鋼板を用いた。

表 3-2 波形鋼板部分の波形形状

パネルの幅	w (mm)	400
パネルの長さ (縦)	a (mm)	35
パネルの長さ (斜め)	b (mm)	45
パネルの投影長さ	c (mm)	22
パネルの高さ (厚み方向)	d (mm)	39
鋼板の板厚	t (mm)	2.3

○ 支持部分の設計

支持部分の設計条件は、波形鋼板部分が終局状態に至るまで降伏しない、すなわち、支持部分のせん断降伏耐力が波形鋼板部分のせん断および座屈降伏耐力を上回るものとした。

(1) せん断降伏強度 τ_{yS}

式 3-6と同様に求める。

(2) せん断座屈強度

支持部分の弾性せん断座屈強度 τ_{eS} は、波形鋼板の弾性局部座屈強度 τ'_{eD} を算定した式 3-8と同様に求める。その際、部分パネルの縦横比 α については支持部分平鋼板パネル高さ h_S をパネル幅 w で除したものとし、係数 k は以下となる。

$$k = 4.00 + 5.34 / \alpha^2 \quad (< 1 \text{ のとき})$$

$$= 5.34 + 4.00 / \alpha^2 \quad (\geq 1 \text{ のとき})$$

式 3-12

(3) せん断降伏時変形角 R_{yS}

R_{yS} は、波形鋼板のせん断降伏時における支持部分の変形角とし、式 3-10において、 τ_{yD} はそのまま用い、 G_{wD} を G_S に代えて求める。

(4) せん断座屈時変形角 R_{bS}

R_{bS} は、波形鋼板のせん断座屈時における支持部分の変形角とし、波形鋼板の $\tau-R$ 関係をバイリニアと仮定して、 R_{bD} 時の τ_{bD} を求め (式 3-13)、これを G_S で除した値とする。なお、波形鋼板の $\tau-R$ 関係における降伏後の剛性低下率 α_D は、 $\alpha_D = 0.005$ とした。

$$\tau_{bD} = \tau_{yD} + \alpha_D G_{wD} (R_{bD} - R_{yD})$$

式 3-13

○ 周辺鋼板の設計

ダンパーの四周に配する鋼板は、パネルに生じるせん断力を伝達できる厚さおよび幅を有するものとする。また、縦方向の鋼板である左右フランジは、波形鋼板座屈時のモーメントに対して降伏しないものとする。

(5) 周辺鋼板が伝達すべきせん断力に関する条件

波形鋼板は最大耐力時に、式 3-14による引張強度から求めたせん断応力を発揮するとし、周辺鋼板はこの時のせん断力を軸力として伝達する必要がある。すなわち、水平方向については上下フランジが式 3-15を、鉛直方向については左右フランジが式 3-16を満足するよう、フランジの板厚および幅を定めれば良い。

$$\tau_{uD} = \frac{\sigma_{uD}}{\sqrt{3}}$$

式 3-14

$$Q_{max,h} = \tau_{uD} \times t_D w \geq \sigma_{yF} t_F w_F$$

式 3-15

$$Q_{max,v} = Q_{max,h} \times w / h_{all} \geq \sigma_{yF} t_F w_F$$

式 3-16

ここに、 σ_{yF} : フランジの降伏強度、 w_F : フランジ幅。

(6) モーメントに関する条件

鉛直方向のモーメント分布が線形であると仮定した場合、支持部分に生じるモーメントが最大になるのは、ダンパー下端または上端でモーメント 0 となるときであり、以下の式を満足するように左右フランジの断面積を決定する。

$$Q_{max,h} \times h_{all} / Z_S \geq \sigma_{yF}$$

式 3-17

ここに、 Z_S : 支持部分を H 型鋼と考えたときの強軸回りの断面係数。

(7) 周辺鋼板の検定

周辺鋼板の設計結果を表 3-3に示す。

表 3-3 周辺鋼板の設計結果

	板厚 (mm)	フランジ幅 (mm)	降伏耐力 (kN)	せん断力による 引張荷重 (kN)	判定	モーメントによる 引張荷重 (kN)	判定
左右フランジ	16	150	679	140	OK	20.4	OK
上下フランジ	9		425	193	OK	-	-

○ 高力ボルト接合に関する検討

波形鋼板と支持部分平鋼板，各部分の左右フランジ同士は高力ボルト接合とするため，摩擦力により十分なせん断力を伝達できること，およびボルトのはし抜け破断が生じないことを確認する必要がある。

(8) 伝達すべきせん断力

パネルに生じる水平方向最大せん断力は，以下の式により引張強度から求めた最大せん断力とする。

$$Q_u = \tau_{uD} \times t_D \times w$$

式 3-18

波形鋼板－支持部分パネル間，および上下フランジ－載荷梁間では， Q_u 以上のせん断力を伝達できるものとする。左右フランジ同士の接合においては，鉛直方向の力に換算した以下の値を伝達できるものとする。

$$Q_u \times w / h_{all}$$

(9) 高力ボルトのすべり耐力

摩擦接合面の処理は黒皮除去とし，道路橋示方書^[3.15]より，摩擦係数は 0.4 とする。ボルトは F10T を用い，表 3-4に示す設計ボルト張力が得られるものとした。

表 3-4 高力ボルトの設計ボルト張力

ねじの呼び	M12	M16	M20	M22	M24
設計ボルト張力 (kN)	56.9	106	165	205	238

高力ボルト 1 本あたりのすべり耐力は，文献[3.16]より以下の式で求めた。ただし，鋼材降伏によるすべり係数低下の可能性を考慮して，波形鋼板－支持部分平鋼板の接合部に関しては，摩擦係数を 0.8 倍して耐力を算出した。 bq_s を使用するボルトの本数倍したものが， $1.2Q_y$ を上回れば良い。

$$bq_s = m \mu_s N_0$$

式 3-19

ここに， m ：摩擦面の数， μ_s ：すべり係数， N_0 ：設計ボルト張力。

(10) 高力ボルトのはし抜け破断耐力

文献[3.16]より，はし抜け破断機構に対する最大耐力は以下の式で算出した。

$$P_u = 2 \left(e_1 - \frac{\sqrt{2}-1}{2} d \right) \frac{t \sigma_u}{\sqrt{3}}$$

式 3-20

ここに、 P_u ：はし抜け破断機構に対する最大耐力、 e_1 ：はしあき、 d ：孔径、 t ：板厚、 σ_u ：有孔板の引張応力。

(11) ボルト接合部の設計結果

ボルト接合部の設計結果を表 3-5に示す。

表 3-5 ボルト接合部の設計結果

接合箇所	ねじの呼び	摩擦面の数 m	ボルト本数	ピッチ (mm)	板厚 (mm)	はしあき e_1 (mm)	すべり耐力 (kN)	はし抜け耐力 (kN)	必要耐力 (kN)	判定
パネル同士	M16	1	6	50	12	-	203.5	-	193	OK
左右フランジ 同士	M16	2	2	50	16	30	143	215	140	OK
上下フランジ - 載荷梁間	M12	1	16	60	9	50	364	220	193	OK

○ ダンパー設計結果

ダンパー単体試験体の設計結果として、表 3-6に波形鋼板パネルの高さ、支持部分の高さ、および降伏時・座屈時の変形量予測値を示す。なお、降伏時および座屈時の変形量は図 3-3に示す片持ち梁自由端の変位である。

表 3-6 ダンパー単体試験体設計結果

試験体	波形形状 a (mm)	波形形状 b (mm)	波形形状 c (mm)	波形形状 d (mm)	波の個数 N_w	形状係数 α	長さ効率 η	
D80	80	-	-	-	0	1.00	1.00	
D240	35	45	22	39	1.5	0.38	0.72	
D532	35	45	22	39	4.5	0.38	0.72	
試験体	波形鋼板 パネル高さ h_D (mm)	支持部分 パネル高さ h_S (mm)	降伏時 層間変形角 R_y (%)	座屈時 層間変形角 R_b (%)	座屈強度 τ_y (MPa)	座屈強度 τ_b (MPa)		
D80	80	235	0.069	0.098	177	641		
D240	240	155	0.171	0.854	177	1986		
D532	532	9	0.339	1.851	177	1986		
試験体	降伏時変形量 (mm)				座屈時変形量 (mm)			
	曲げ変形		せん断変形		曲げ変形		せん断変形	
	ダンパー δ_{fD}	支持部分 δ_{fS}	ダンパー δ_{sD}	支持部分 δ_{sS}	ダンパー δ_{bD}	支持部分 δ_{bS}	ダンパー δ_{sbD}	支持部分 δ_{sbS}
D80	0.001	0.003	0.098	0.090	0.001	0.003	0.176	0.090
D240	0.003	0.001	0.407	0.059	0.003	0.001	2.283	0.061
D532	0.025	-	0.903	-	0.025	-	5.061	-

③ 使用材料特性

実験に用いた鋼板の力学的特性は、架構実験の材料と併せて表 3-22に示す。板厚 $t=2.09\text{ mm}$ の鋼板は波形鋼板（D80 は平鋼板）部分に、 $t=9\text{ mm}$ の鋼板は載荷梁と上下フランジ部分に、 $t=12\text{ mm}$ の鋼板は支持部分に、 $t=16\text{ mm}$ の鋼板は左右フランジおよびフランジ同士を高力ボルト接合する際の添板にそれぞれ用いた。

④ 載荷計画

載荷方法は図 3-4に示すように、支持部分の上下に載荷梁をボルト接合し、ダンパーの左右に設置した長さの変化しない両端ピン支持柱で両載荷梁を接続することで、ダンパーに正負繰り返し純せん断変形を与えた。下部載荷梁は耐力床に固定し、上部載荷梁の端部を直接押し引きした。載荷は変位制御により、波形鋼板部分降伏時の試験体全体の変形角を R_y として、試験体全体の変形角 $R=0.5R_y, 1.0R_y, 2.0R_y, 4.0R_y, 6.0R_y, 10.0R_y$ で各 2 サイクルの履歴を与えた。その後、D80 および D240 は $R=8$ または 10% まで押し切った。

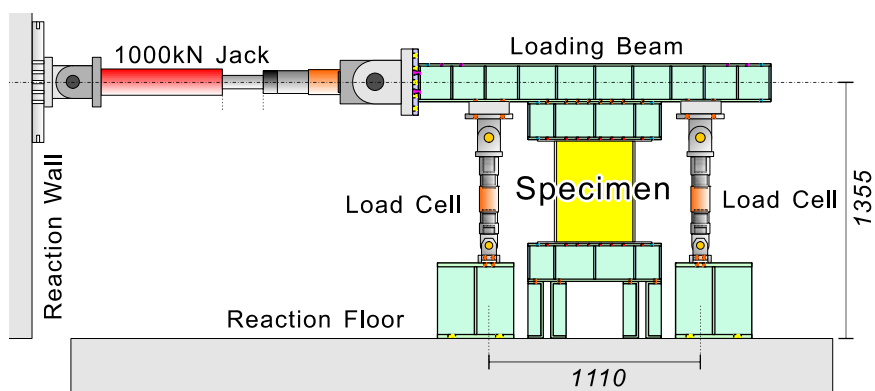


図 3-4 載荷装置

⑤ 実験結果

○ 水平荷重－変形角関係

図 3-5に載荷終了までの水平荷重 Q －試験体全体の変形角 R 関係を示す。 R は、試験体上下載荷梁材軸高さの相対水平変位 δ を試験体高さ (= 550 mm) で除したものである。図中には波形鋼板部分の降伏点および座屈発生点をマーカーで示す。座屈発生点はサイクルの最大荷重時において、目視により確認できた点である。降伏点は、図 3-2に示す波形鋼板部分 3 箇所貼付したロゼットゲージのひずみ値から判定し、各箇所での主応力 (σ_1, σ_2) を用いていずれかの点が von Mises の降伏条件を満たしたときとした。2次元応力状態での主応力に関する von Mises の降伏条件を式 3-21に示す。なお、一旦降伏を経験するとひずみから応力を単純に計算することが困難となるので、いずれの試験体も負側の降伏点（正側降伏経験後に応力の組み合わせが再度 von Mises の降伏条件を満たした点）は参考値として示す。

$$\sigma_1^2 - \sigma_1 \sigma_2 + \sigma_2^2 = \sigma_Y^2$$

式 3-21

ここに、 σ_Y ：降伏応力。

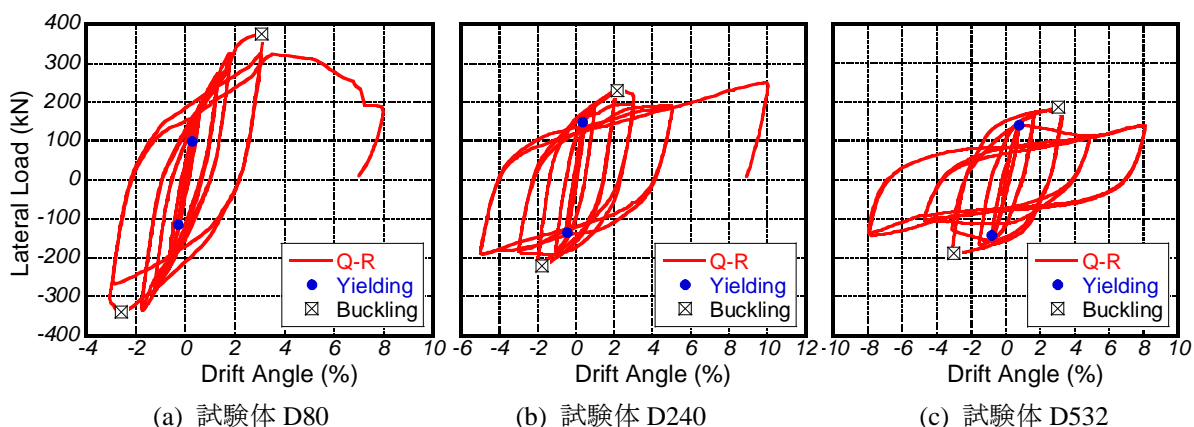


図 3-5 水平荷重 Q —全体変形角 R 関係

全体の履歴は、いずれの試験体でも波形鋼板部分の降伏後に剛性が低下し、復元力特性は紡錘形となった。ただし試験体 D80 は降伏後の剛性が他の 2 体のように低下しなかった。D240, D532 では波形鋼板部分全体のせん断変形により水平荷重に抵抗するのに対し、D80 では中央薄肉平鋼板に斜張力場が形成されて水平荷重に抵抗するため、剛性が異なると考えられる。いずれの試験体も波形鋼板部分の全体座屈により耐力が一旦ピークを迎え、D80 は押し切り時に中央薄肉鋼板が破断して耐力劣化を生じたが、他の 2 体は載荷終了まで波形鋼板に破断を生じず耐力が上昇し続けた。

○ 波形鋼板の負担水平荷重—変形角関係

実験では波形鋼板の塑性変形に伴ってボルトの締め付け力が減少し、載荷梁—支持部分間および支持部分—波形鋼板部分間のボルト接合部に、すべりが生じた可能性がある。そこで波形鋼板部分および上下各支持部分の鋼板に図 3-6 のように取り付けた変位計から、各部分の曲げおよびせん断変形を算出し、各部の変形を足し合わせることで、パネルのみの変形 δ_m を算出した。計算方法の詳細は付録に示す。 δ_m を試験体高さ (=550 mm) で除したものをパネルのみの変形角 R_m とする。また、波形鋼板部分のみが負担した水平荷重を式 3-22 により算出した。波形鋼板負担水平荷重 Q_D —パネルのみの変形角 R_m 関係を、図 3-8 および図 3-9 に示す。

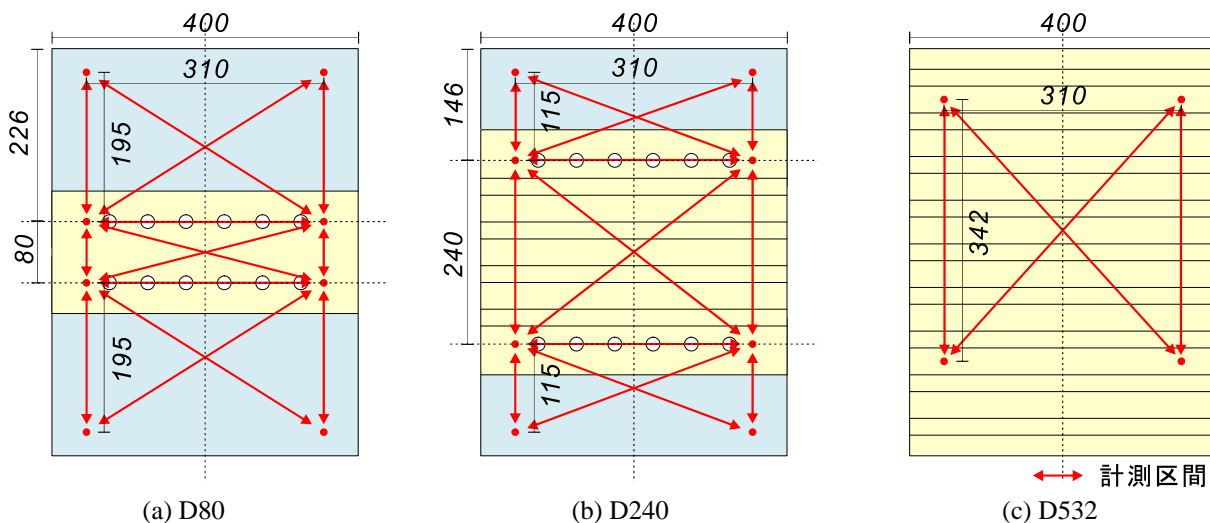


図 3-6 変位計設置位置

$$Q_D = Q - \{Q_{col} + (Q_{fN} + Q_{fM})\}$$

式 3-22

ここに、 Q_D ：波形鋼板部分の負担水平荷重、 Q ：試験体全体に与えた水平荷重、 Q_{col} ：両端ピン支持柱が負担した軸力の水平成分、 Q_{fN} ：左右フランジが負担した軸力の水平成分、 Q_{fM} ：左右フランジに生じたせん断力（モーメントから算出）。

- ・ 両端ピン支持柱が負担した軸力の水平成分 Q_{col}
式 3-23より求めた。支持柱軸力にはロードセル計測値を用いた。

$$Q_{col} = (N_{colL} + N_{colR}) \times \sin R_{in}$$

式 3-23

ここに、 $N_{colL} \cdot N_{colR}$ ：左右の支持柱に作用した軸力。

- ・ 左右フランジが負担した軸力の水平成分 Q_{fN}
試験体中央高さのフランジに貼付したひずみゲージの値を用い、式 3-24より求めた。

$$\begin{aligned} Q_{fN} &= (N_{fL} + N_{fR}) \times \sin R_{in} \\ &= E_f t_f w_f (\varepsilon_{fDL} + \varepsilon_{fDR}) \times \sin R_{in} \end{aligned}$$

式 3-24

ここに、 $N_{fL} \cdot N_{fR}$ ：左右フランジの負担軸力、 $\varepsilon_{fDL} \cdot \varepsilon_{fDR}$ ：左右フランジの試験体中央高さに貼付したひずみゲージ計測値の平均（内外、前後計4枚の平均）、 E_f ：フランジのヤング係数、 t_f ：フランジの板厚、 w_f ：フランジ幅。

- ・ 左右フランジに生じたせん断力 Q_{fM}

図 3-7に示すように、フランジに貼付したひずみゲージの計測値から試験体上部および中央高さの曲率を得、曲げ剛性を乗じて求めたモーメントの傾きが一定と仮定して算出した。なお、図 3-2に示したように、ひずみゲージ間距離 h_e は試験体 D80、D240、D532 で、それぞれ $h_e = 157.5 \text{ mm}$ 、 $h_e = 237.5 \text{ mm}$ 、 $h_e = 197.5 \text{ mm}$ である。

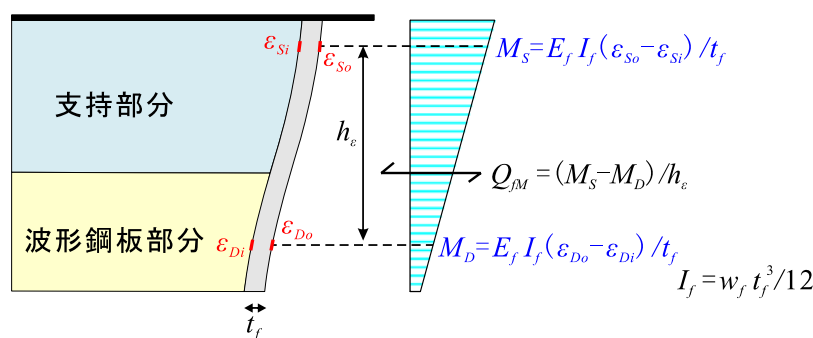


図 3-7 フランジに生じるせん断力

図 3-8および図 3-9より、全体変形角とパネルのみの変形角を比較すると、D80において両者の差が大きく、ボルト接合部すべりなどの影響によりパネルの変形が低減されたことがわかった。しかしD240およびD532試験体における座屈発生前の範囲では、試験体全体の変形はほぼパネルの変形のみから生じたと言える。ただしこの2試験体では、荷重が正から負、あるいは負から正へ変わる地点を境にして全体変形とパネルのみの変形の大小関係が反転しており、ボルト接合部にすべりが生じた可能性が

高い。すべりがなければ、試験体全体が図 3-9実線で示すような紡錘型の履歴を示したと考えられる。

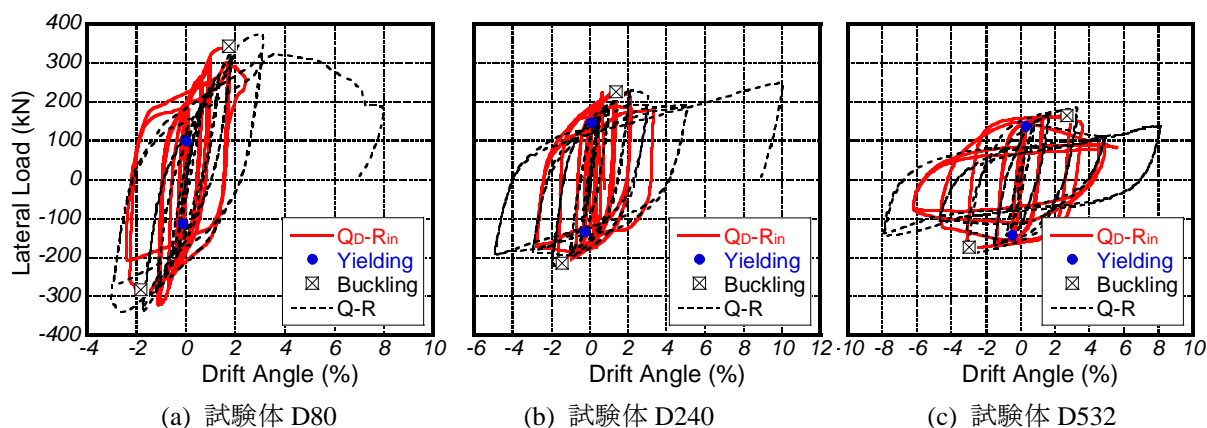


図 3-8 水平荷重—パネルのみの変形角 R_{in} 関係 (載荷終了まで)

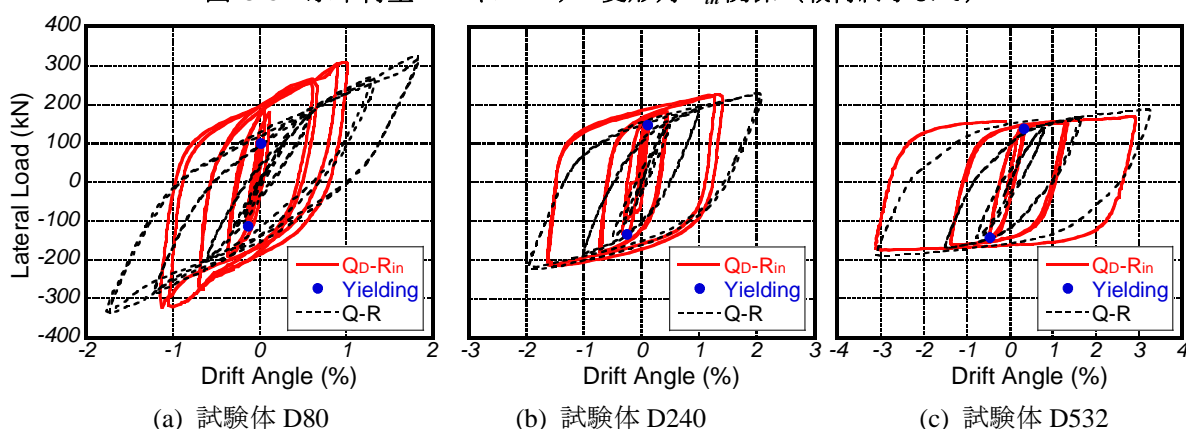


図 3-9 波形鋼板負担水平荷重 Q_D —パネルのみの変形角 R_{in} 関係 (座屈発生前のみ)

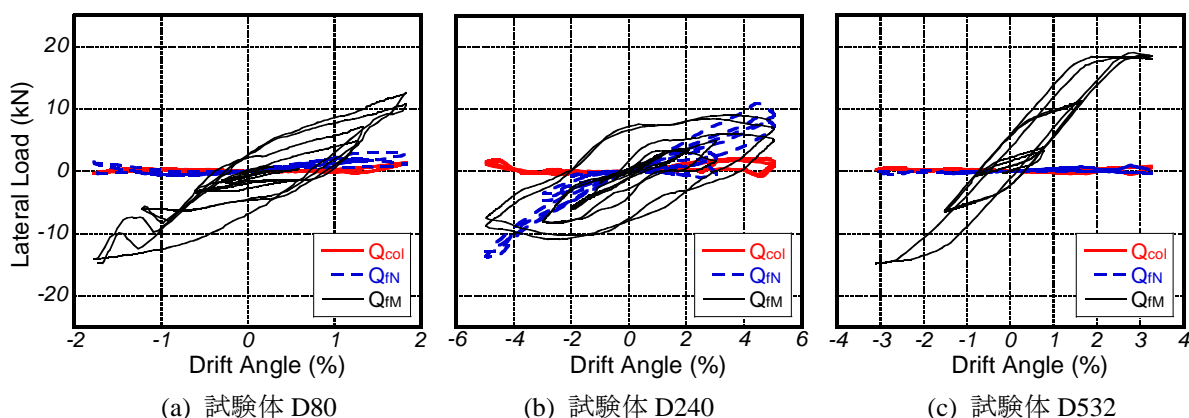


図 3-10 パネル以外の負担水平荷重 ($= Q - Q_D$) —全体変形角 R 関係

図 3-10にひずみゲージが健全な範囲で算出した、両端ピン支持柱およびフランジが負担した水平荷重を示す。パネル以外が負担した荷重は全体の荷重に対して小さく、水平荷重のほとんどは波形鋼板のせん断力、および特に D80 においては斜張力により負担されたことが確認できた。

表 3-7に降伏時および座屈発生観測時の変形角と水平荷重を示す。降伏時変形角は、いずれの試験体も上下載荷梁の水平変位から算出した R では、実験結果は予測値の 1.5~2 倍となったが、パネルのみの変形を合計して算出した R_{in} では予測値をやや下回るかほぼ一致した。従って、ボルト接合部にすべ

りが生じなければ、図 3-3に示した片持ち梁仮定によりダンパー降伏時の変形角を予測可能と考えられる。降伏時の水平荷重は、計算値では全試験体で同じ値(148 kN)となるはずであったが、試験体 D80だけが他の試験体より小さな値となった。波形鋼板を用いた 2 体では軸・曲げ剛性が小さいために波形鋼板部分の応力状態が純せん断に近かったのに対し、D80は波形鋼板ではなく平鋼板を用いたため、引張の影響が加わったと考えられる。座屈観測時の荷重 (= 座屈までの範囲における最大耐力) に関しては、D80>D240>D532 の順となり、波形鋼板高さ h_D の小さいものほど大きかった。これは降伏荷重の議論と同様に、 h_D の小さいものほど小変形時に斜張力場が形成されるためと考えられる。

表 3-7 降伏時および座屈観測時の全体変形角と水平荷重

試験体	降伏時 変形角 予測値 (%)	降伏時 変形角 R (%)	降伏時 変形角 R_m (%)	降伏時 水平荷重 Q (kN)	降伏時 水平荷重 Q_D (kN)	座屈時 変形角 R (%)	座屈時 変形角 R_m (%)	座屈時 水平荷重 Q (kN)	座屈時 水平荷重 Q_D (kN)
D80	0.069	0.29	0.02	99.0	98.3	3.08	2.09	375.5	342.7
		-0.29	-0.13	-114.8	-113.2	-2.57	-1.87	-340.2	-284.6
D240	0.171	0.39	0.11	148.7	147.1	2.19	1.37	230.1	226.1
		-0.44	-0.25	-135.8	-134.2	-1.75	-1.42	-222.3	-214.7
D532	0.339	0.80	0.33	140.1	136.8	3.07	2.72	185.9	164.9
		-0.78	-0.46	-143.4	-142.6	-3.00	-2.97	-190.2	-174.2

○ 等価粘性減衰定数

図 3-11に各試験体の等価粘性減衰定数 h_{eq} を示す。いずれも定常ループになる第 2 サイクルの履歴から算出した値である。図 3-11(a)には試験体全体の変形角 R —水平荷重 Q 関係から算出した h_{eq} を、図 3-11(b)にはパネル部分のみの変形合計から算出した R_m —パネル部分のみが水平荷重 Q_D 関係から求めた h_{eq} を示す。波形鋼板部分の高さ h_D が小さいほど早期に h_{eq} が増加する傾向があり、また変形の増大につれて大きな h_{eq} を示す。また、パネルのみの履歴から求めた h_{eq} は試験体全体に比べて数分の 1 の変形角から h_{eq} が上昇している。パネルのみから求めた h_{eq} は、いずれの試験体でも座屈後に減少に転じた。しかし試験体全体で見ると、D532 を除き、最終サイクルまで h_{eq} が上昇し続け、良好なエネルギー消費性能を示した。

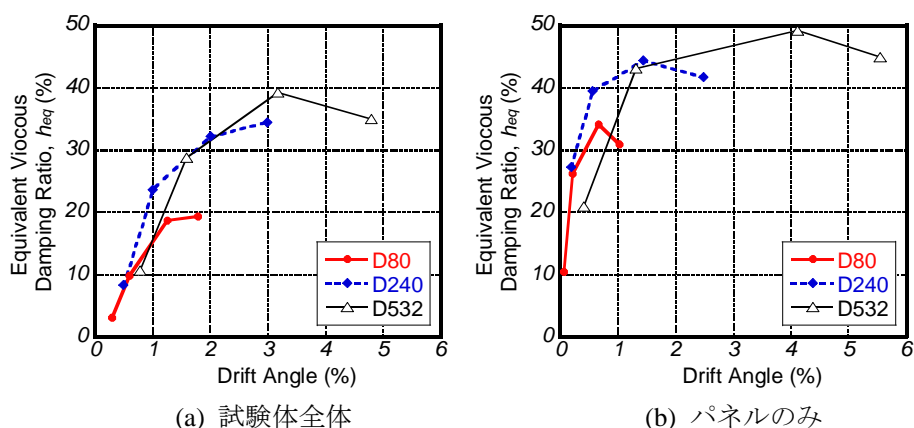


図 3-11 等価粘性減衰定数

⑥ 波形鋼板ダンパー単体載荷実験まとめ

波形鋼板ダンパー単体の静的載荷実験から得られた結果を以下に示す。

- (1) 波形鋼板部分のせん断降伏時変形角は、ボルト接合部すべりの影響がなければダンパー中央高さまでの片持ち梁変形を仮定した計算方法で予測でき、波形鋼板部分の高さを変えることにより降伏時変形角を制御可能であることを示した。
- (2) 変形集中部位に波形鋼板を用いた D240, D532 試験体は、波形鋼板部分の降伏後に剛性が低下し、エネルギー消費の大きい紡錘型の履歴ループを描いた。しかし平鋼板を用いた D80 試験体は、降伏後の剛性低下が小さく、他の試験体と比べエネルギー消費量が小さかった。
- (3) いずれの試験体においても、波形鋼板部分の全体座屈により耐力が減少した。変形集中部位に波形鋼板を用いた D240, D532 試験体は座屈後も緩やかに耐力が上昇し続けたが、平鋼板を用いた D80 試験体は変形が進むにつれて耐力が減少した。
- (4) 波形鋼板部分の全体座屈が生じて、支持部分は健全なままであった。
- (5) 波形鋼板パネルおよび支持パネル以外の負担水平荷重は、いずれの試験体においても無視できる程度に小さかった。
- (6) 波形鋼板部分の高さが大きいほど変形性能および等価粘性減衰定数が大きく、座屈後も良好なエネルギー消費性能が確認された。

以上の結果から、薄肉波形鋼板に支持部分として厚肉平鋼板を接合したダンパーは、降伏時変形角を制御可能であり、座屈前・後を問わず安定したエネルギー消費を行うことが確認できた。

3.2.2 波形鋼板ダンパーを組み込んだ架構の載荷実験

[実験概要]

薄肉波形鋼板の上下に支持部分として厚肉平鋼板をボルト接合したダンパーを、圧着型 PCaPC 架構および比較のための RC 架構に組み込んで、静的載荷実験を行った。試験体は 40%スケールの門型架構とし、スパン中央の梁-基礎間にダンパーをボルト接合した。載荷は柱に一定軸力を与えた状態で、梁両端に同じ大きさの水平荷重を加え、静的正負交番漸増載荷を行った。

① 実験目的

波形鋼板ダンパーの形状は、薄肉波形鋼板の上下に厚肉平鋼板をボルト接合したものとし、波形鋼板部分はなるべく早期に降伏するよう、最小単位の波が形成できる高さとした。実験目的は以下である。

- (1) 予測変形角において波形鋼板が降伏することの確認
- (2) 波形鋼板ダンパーの使用により、エネルギー消費量が増大することの確認
- (3) 最大耐力経過後の耐力劣化および変形性能の確認
- (4) 終局状態に至るまでの損傷状況の確認

② 実験変数

実験変数は、架構の構造種類、および波形鋼板の鋼材種である。架構の構造種類は、《プレキャストボンド PC / プレキャストアンボンド PC / 一体打ち RC》の 3 種類とし、波形鋼板の鋼材には 2 種の低降伏点鋼 (LY100 (降伏強度 $f_y = 105$ MPa), LY225 ($f_y = 235$ MPa)), および普通鋼 (SS400 ($f_y = 307$ MPa)) の 3 種を用いた。架構の構造種類と波形鋼板の降伏強度の組み合わせにより、試験体種類は表 3-8 に示す計 5 体とした。

表 3-8 試験体種類

試験体	構造形式	PC 鋼材	導入 PC 力 (kN)	PC 力を含めた軸力比		波形鋼板
				柱	梁	
PCbS	ボンド PC	異形 $\phi 9.0$ グラウトあり	277	柱	0.26	低降伏点鋼 (LY100) ($f_y = 105$ MPa)
				梁	0.08	
PCbL	ボンド PC	異形 $\phi 9.0$ グラウトあり	277	柱	0.26	低降伏点鋼 (LY225) ($f_y = 235$ MPa)
				梁	0.08	
PCuS	アンボンド PC	異形 $\phi 9.0$ グラウトなし	277	柱	0.26	低降伏点鋼 (LY100) ($f_y = 105$ MPa)
				梁	0.08	
PCuL	アンボンド PC	異形 $\phi 11.2$ グラウトなし	434	柱	0.30	普通鋼 (SS400) ($f_y = 307$ MPa)
				梁	0.12	
RC	RC	なし	-	柱	0.20	普通鋼 (SS400) ($f_y = 307$ MPa)
				梁	0	

f_y : 降伏強度

③ 試験体概要

試験体は図 3-12に示すように、柱・梁・基礎から成る 1 層 1 スパンの門型架構のスパン中央に、モルタルを介して波形鋼板ダンパーを高力ボルト接合したものである。中低層建物の下層階中央部分を

想定しており、縮尺は40%スケールである。

○架構概要

RC 架構は柱・梁・基礎を一体打ちで製作し、PCaPC 架構は柱・梁・基礎を別々に製作して PC 鋼材で緊結した。外形およびせん断補強筋は全試験体で共通とした。柱内法スパン 850 mm，梁内法スパン 2200 mm，柱断面 300×300 mm，梁断面 240×300 mm である。基礎は長さ 3900 mm とし，断面は 800×550 mm である。図 3-12 および図 3-13 に試験体寸法および詳細と断面詳細を示す。なお，PC 試験体 4 体では，柱・梁とも圧着接合面となる部材端部におけるコンクリートの圧壊を遅らせる目的で，2 章で紹介した菅田ら^[3,10]の端部補強実験結果を踏まえて，アングル型鋼を配した（図 3-14）。

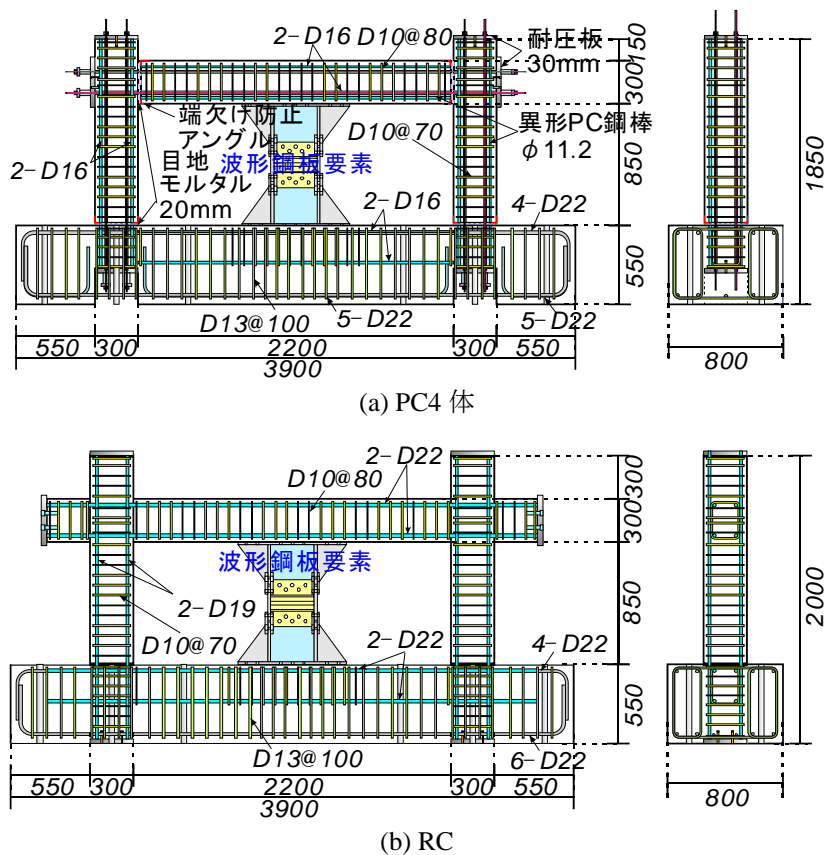


図 3-12 試験体寸法・配筋詳細 (単位: mm)

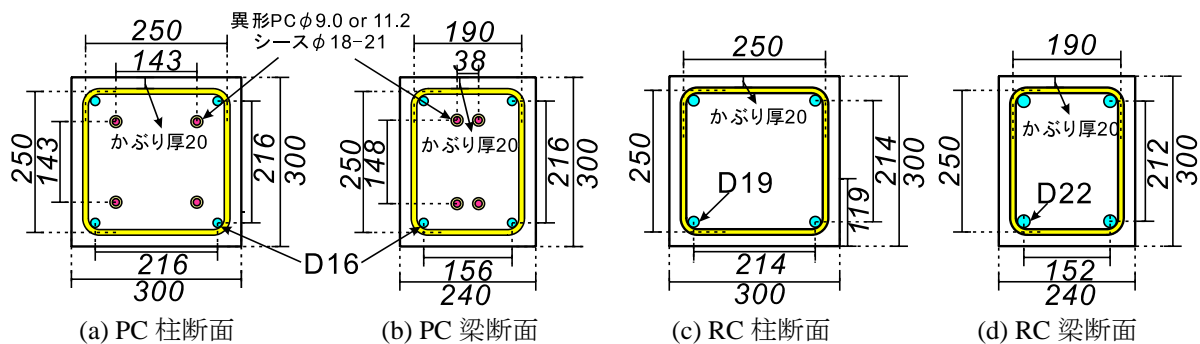


図 3-13 試験体断面 (単位: mm)

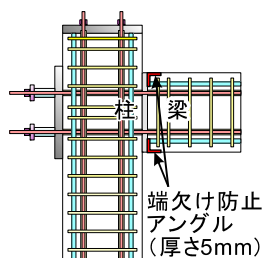


図 3-14 アングル型鋼を用いた部材端部補強

○ 架構設計詳細

架構は曲げ破壊先行型とし、曲げ耐力・せん断耐力・主筋の付着および定着について検討を行なった。以下に詳細を示す。

(1) 材料緒元

表 3-9および表 3-10に、耐力算定に用いた材料の数値を示す。

表 3-9 コンクリートの材料緒元

圧縮強度 (MPa)	50.0
弾性係数 (GPa)	30.2
単位容積質量 (kN/m ³)	24.5

表 3-10 鋼材の材料緒元

鋼材種類		断面積 (mm ²)	降伏強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
せん断補強筋	D10 (柱・梁)	71.33	295	205
	D13 (基礎)	126.7	295	205
RC 試験体主筋	D19 (柱)	286.5	345	205
	D22 (梁)	387.1	345	205
PC 試験体組立筋	D16 (柱・梁)	198.6	295	205
異形 PC 鋼棒	ウルボンφ9.0	64.0	1410	200
	ウルボンφ11.2	100.0	1410	200

(2) 曲げ耐力の設計

全試験体の外形およびせん断補強筋は共通であり、曲げ耐力が同程度となるように主筋および PC 量を定めた。その際、図 3-13に示した断面について、平面保持の仮定に基づく断面解析を行った。いずれの試験体でも、柱には PC 鋼材による軸力の他に、軸力比 0.20 に相当する軸力 (900 kN) を考慮した。初期導入プレストレス力は、PC 鋼材降伏耐力の 0.85 倍とした。PC 試験体の危険断面における鋼材係数は、プレストレスコンクリート設計施工規準・同解説^[3.11] (以下 PC 規準と略記) の次式より算出した。

$$q = T_y / (B \cdot d_p \cdot F_c)$$

式 3-25

ここに、 T_y : 引張側 PC 鋼材規格降伏荷重、 d_p : 圧縮縁から引張側 PC 鋼材の重心位置までの距離、 B : 部材幅、 F_c : コンクリート圧縮強度。

終局時モーメントは、ACI 応力ブロック^[3.12]を用いた場合、およびコンクリートを断面のせい方向に

40 分割した場合について算出した。結果を表 3-11に示す。分割断面を用いた解析において、コンクリートの応力-ひずみ関係は Popovics モデルを用いた。なお、いずれの場合も拘束効果は考慮していない。また、PC 鋼材をアンボンドとする試験体 (PCuS, PCuL) の PC 鋼材に関しては、中立軸より下に位置し引張が作用する場合に、鋼材の応力 σ_p を $\sigma_p = 0.75\sigma_{pe} + 0.25\sigma_{py}$ (σ_{pe} : PC 鋼材有効引張応力, σ_{py} : PC 鋼材降伏強度) とし、中立軸より上にある場合には $\sigma_p = \sigma_{pe}$ として計算した。終局時水平荷重は、柱脚および梁端が終局時モーメントに達した場合のモーメント分布を仮定して、フレームの水平耐力を算出したものである。

表 3-11 断面解析結果

試験体	部材	主筋種類	鋼材係数	PC 導入力 (軸力比換算)	終局時モーメント (KN.m)		終局時水平荷重 (kN)	
					ACI	分割断面	ACI	分割断面
PCbS	柱	4-ウルボン $\phi 9.0$	0.056	0.07	115.4	113.0	375	365
PCbL	梁	4-ウルボン $\phi 9.0$	0.069	0.09	42.7	42.0		
PCuS	柱	4-ウルボン $\phi 9.0$	0.056	0.07	112.6	109.6	397	387
	梁	4-ウルボン $\phi 9.0$	0.069	0.09	55.9	54.9		
PCuL	柱	4-ウルボン $\phi 11.2$	0.087	0.11	118.0	114.5	348	339
	梁	4-ウルボン $\phi 11.2$	0.108	0.13	55.9	54.9		
RC	柱	4-D19	-	-	138.4	137.4	407	403
	梁	4-D22	-	-	64.9	63.9		

(3) せん断耐力の設計

せん断耐力は鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説^[3.13] (以下靱性保証型指針と略記) の 6 章に基づいて算定した。せん断信頼強度 V_u は次の 3 式による値の最小値であり、ヒンジ回転角 R_p は $R_p = 0.01$ とした。

$$V_{u1} = \mu p_{we} \sigma_{wy} b_e j_e + \left(v \sigma_B - \frac{5 p_{we} \sigma_{wy}}{\lambda} \right) \frac{bD}{2} \tan \theta$$

$$V_{u2} = \frac{\lambda v \sigma_B + p_{we} \sigma_{wy}}{3} b_e j_e$$

$$V_{u3} = \frac{\lambda v \sigma_B}{2} b_e j_e$$

式 3-26

ここに、 b : 断面の幅、 D : 断面のせい、 σ_B : コンクリートの圧縮強度、 j_e : トラス機構に關与する断面の有効せいで、外側横補強筋のせん断力方向への芯々間隔、 b_e : トラス機構に關与する断面の有効幅で、外側横補強筋のせん断力直交方向への芯々間隔、 σ_{wy} : 横補強筋の信頼強度、 a_w : 一組の横補強筋の断面積、 s : 横補強筋の間隔、 b_s : 横補強筋の断面方向の最大間隔、 R_p : 終局限界状態でのヒンジ領域の回転角(rad)、 p_{we} : 有効横補強筋比で、 $p_{we} = \frac{a_w}{b_e s}$ 、 μ : トラス機構の角度を表す係数で、 $\mu = 2 - 20R_p$ 、 v :

コンクリート圧縮強度の有効係数で、 $v = (1 - 20R_p)v_0$ 、 v_0 : 降伏ヒンジ・潜在ヒンジを計画しない時の有効係数で、 $v_0 = 0.7 - \sigma_B / 200$ 、 λ : トラス機構の有効係数で、 $\lambda = \left(1 - \frac{s}{2j_e} \right) \left(1 - \frac{b_s}{4j_e} \right)$ 、 θ : アーチ機構の圧縮束の角度で、 $L/D \geq 1.5$ の場合、 $\tan \theta = 0.9 D / 2L$ 。

以上の式を用いて計算した算定結果を表 3-12に示す。

表 3-12 せん断耐力算定結果

部材	せん断補強筋	せん断耐力 (kN)
柱	2-D10@70	240
梁	2-D10@80	209
基礎	2-D13@100	749

断面解析結果より、各部材の必要せん断耐力との比較・判定を行った。結果を表 3-13に示す。なお、終局時モーメントの値には表 3-11に示した分割断面による断面解析結果を用いた。終局時せん断力は、柱については表 3-11の終局時水平荷重算定時の値を、梁についてはダンパーの設置により形成される短スパン梁を考慮して、せん断スパンを $725 \text{ mm} (= (2200 \text{ mm} (\text{梁内法スパン}) - 750 \text{ mm} (\text{ダンパー設置鋼板長さ})) / 2)$ として算出した。いずれの部材においてもせん断耐力は十分であり、曲げ先行型の架構となることが保証された。

表 3-13 せん断耐力の判定

試験体	部材	終局時モーメント (kN.m)	終局時せん断力 (kN)	せん断耐力 (kN)	せん断余裕度	判定
PCbS PCbL	柱	113.0	182	240	1.32	OK
	梁	42.0	58	209	3.60	OK
PCuS	柱	109.6	194	240	1.23	OK
	梁	54.9	76	209	2.75	OK
PCuL	柱	119.4	123	240	1.20	OK
	梁	77.2	106	209	1.97	OK
RC	柱	137.4	237	240	1.01	OK
	梁	63.9	88	209	2.38	OK

(4) 接合部のせん断に対する設計

靱性保証型指針^[3.13]8.3.2 項に従って、接合部のせん断強度 V_{ju} が、設計用せん断力 V_j を上回っている事を確認した。接合部のせん断強度 V_{ju} は、以下のように提案されている。

$$V_{ju} = k\phi F_j b_j D_j$$

式 3-27

ここに、 k : 接合部形状による係数 ($k = 1.0$: 十字形接合部, $k = 0.7$: ト形およびT形接合部, $k = 0.4$: L形接合部), ϕ : 直交梁の有無による補正係数 ($\phi = 1.0$: 両側直交梁付き接合部, $\phi = 0.85$: 上記以外), D_j : 柱せいまた又は90度折り曲げ筋水平投影長さ, F_j : 接合部せん断強度基準値で, $F_j = 0.8 \times \sigma_B^{0.7}$ (MPa), σ_B : コンクリート圧縮強度, b_j : 接合部有効幅で, $b_j = b_b + b_{a1} + b_{a2}$, b_b : 梁幅, $b_{ai}: b_{ai} = \min(b_i / 2, D / 4)$, b_i は梁両側面からこれに平行する柱側面までの長さ, D : 柱せい。

本試験体においては、 $\kappa: 1.0$, $\phi: 0.85$, $\sigma_B: 50 \text{ MPa}$, $D_j: 300 \text{ mm}$, $b_j: 180 \text{ mm}$ とした。

また、入力値である設計用せん断力 V_j は、以下の式で求める。

$$V_j = T + T' - V_c$$

式 3-28

ここで、柱による入力せん断力 V_c の値は安全側として0とし、梁による入力せん断力 T および T' は安全側として、 $T = \langle \text{梁主筋の降伏応力} \rangle \times \langle \text{梁上端筋の断面積} \rangle$, $T' = \langle \text{梁主筋の降伏応力} \rangle \times \langle \text{梁下端筋の断面積} \rangle$ として計算した。

以上の式を用いて接合部のせん断強度を確認し、表 3-14に示す。いずれの試験体も接合部のせん断強度には十分な余裕があることを確認した。

表 3-14 接合部せん断強度の算定結果および判定

試験体	設計用せん断力 (kN)	接合部せん断強度 (kN)	判定
PCbS PCbL	361	1136	OK
PCuS PCuL	361 510	1136	OK
RC	534	1136	OK

(5) RC 試験体の主筋の付着に対する設計

靱性保証型指針^[3.13]に従って、RC 試験体の付着に関する検討を行った。柱および梁部材では、終局限界状態における主筋の設計用付着応力度が付着信頼強度を下回ることを確認した。付着強度確保の対象となる主筋は、部材せいの 1/4 の長さの範囲内にある全ての主筋である。今回の試験体において、検討対象となる主筋に 2 段目主筋は含まれない。

靱性保証型指針 6.8 節において、設計用付着応力度 τ_f は以下のように表されている。

$$\tau_f = d_b \Delta \sigma / (4(L - d))$$

式 3-29

ここに、 d_b : 主筋径、 L : 部材のクリアスパン長さ、 d : 部材の有効せい、 $\Delta \sigma$: 終局限界状態における部材両端の主筋の応力度の差で、次式によって算定しても良い。

・ 梁 2 段目主筋以外の場合

$$\begin{aligned} \Delta \sigma &= 2\sigma_{yy} && \text{(両端に正負繰り返し降伏ヒンジを計画する部材)} \\ &= \sigma_{yy} + \sigma_y && \text{(一端のみに降伏ヒンジを計画する部材。および正側または負側一方のみに対して両端部にヒンジができる場合)} \\ &= 2\sigma_y && \text{(降伏ヒンジを計画しない部材)} \end{aligned}$$

式 3-30

ここで、 σ_{yy} : 主筋の上限強度算定用強度、 σ_y : 信頼強度算定用強度

また、付着信頼強度 τ_{bu} は以下のように表されている。

・ 1 段目主筋の場合

$$\tau_{bu} = \alpha_t (0.086b_i + 0.11) \sqrt{\sigma_B} + k_{st}$$

式 3-31

ここに、 α_t : 上端筋に対する付着強度低減係数で、 $\alpha_t = 0.75 + \sigma_B / 400$ (梁の上端主筋) または $= 1$ (その他の主筋)、 b_i : 割裂線長さ比で、 $b_i = \min(b_{si}, b_{ci})$ 、 $b_{si} = (b - N_1 d_b) / (N_1 d_b)$ 、 $b_{ci} = (\sqrt{2} (d_{cs} + d_{ct}) - d_b) / d_b$ 、 b : 部材幅、 N_1 : 1 段目主筋の本数、 d_{cs} : 側面かぶり厚さ、 d_{ct} : 底面かぶり厚さ、 k_{st} : 横補強筋の効果で、

$$\begin{aligned} k_{st} &= (56 + 47N_w / N_1)(b_{si} + 1)p_w && (b_{ci} \geq b_{si} \text{ のとき}) \\ &= 146A_w / (d_b s) && (b_{ci} < b_{si} \text{ のとき}) \end{aligned}$$

N_w : 1 組の横補強筋の足の数、 p_w : 横補強筋比、 A_w : 横補強筋 1 本の断面積、 s : 横補強筋間隔。

以上の式を用いて、RC 試験体の設計用付着応力および付着信頼強度を計算した。いずれの部材でも付着強度は十分であった。

表 3-15 付着強度の算定結果および判定

部材	主筋	設計用付着応力度 (MPa)	付着信頼強度 (MPa)	判定	
柱	上端	2-D19	5.2	12.3	OK
	下端	2-D19	5.2	10.8	OK
梁	上端	2-D22	1.4	9.3	OK
	下端	2-D22	1.4	8.2	OK
基礎	上端	6-D22	1.4	11.2	OK
	中段	6-D22	1.4	11.2	OK
	下端	5-D22	1.4	11.1	OK

(6) RC 試験体の主筋の定着に対する設計

鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説^[3,14] (以下 RC 規準と略記) 17 条により, RC 試験体の梁および柱の定着に対する設計を行った。今回梁および柱は直線定着とした。

曲げ補強鉄筋の仕口への定着では次式により必要定着長さ l_{ab} 以上の定着長さ l_a を確保する。

$$l_a > l_{ab}$$

式 3-32

定着長さ l_a は仕口面から当該鉄筋端までの直線長さとする。鉄筋端に標準フックや信頼できる機械式定着具を設ける場合には仕口面からの投影定着長さ l_{ah} を定着長さ l_a とする。

引張鉄筋の必要直線定着長さは次式によって算定する。割裂の恐れのない仕口 (周囲から圧縮応力を受ける領域) へ直線定着する場合には次式において $K=2.5$ とする。なお f_b には短期許容付着応力度を用いる。

$$l_{ab} = \frac{\sigma_r A_s}{K f_b \psi}$$

式 3-33

ここで, σ_r : 付着検定断面位置における短期, 長期荷重時の鉄筋存在応力度とし, 鉄筋端に標準フックを設ける場合にはその値の 2/3 倍とすることができる, A_s : 当該鉄筋の断面積, ψ : 当該鉄筋の周長, f_b : 許容付着応力度で多段配筋の一段目 (断面外側) 以外の鉄筋に対しては更に 0.6 を乗じる, K : 鉄筋配置と横補強筋による以下の修正係数で 2.5 以下とする。

以上の式を用いた計算の結果, 柱および梁の必要定着長さ l_{ab} は

- ・梁主筋必要定着長さ $l_{ab}=304$ mm
- ・柱主筋必要定着長さ $l_{ab}=262$ mm

となった。柱, 梁ともに設計した定着長さ $l_a=600$ mm より, 定着長さは十分である。

○ 波形鋼板ダンパー詳細

波形鋼板ダンパーは, ダンパー単体の載荷実験の結果を踏まえ, 以下の方針で設計した。

- (7) PC 構造では架構の層間変形角 $R=0.2\sim 0.5\%$ を修復限界とするのが一般的であるので, 波形鋼板部分はこの変形に先立って降伏させる。
- (8) ダンパーの形状は, ダンパー全体の高さを架構内法高さである 850 mm とし, 幅は PC 構造の復元性を損なわず, かつある程度のエネルギー消費も期待できることを考えて, 鋼板の負担耐力が鋼板降伏時に架構の水平耐力の 1/3 程度となるよう 300 mm とする (降伏強度 300 MPa の鋼材を使用した波形鋼板を基準に考えた)。
- (9) 波形鋼板部分の波の形状は, ダンパー単体の実験と同じものとする。
- (10) 支持部分の変形の影響を小さくするため, 板厚は 22 mm とする。また, 曲げ変形の影響を小さく

くするため、左右フランジの板厚も 22 mm とし、幅は 200 mm とする。

- (11) 架構のせん断補強筋およびインサート位置の関係から、左右フランジの上下に当たる位置にボルト穴が設けられないため、支持部分の左右フランジ外側に三角形の張り出し部（板厚 22 mm）を溶接し、上下フランジの変形を防ぐ。なお、この張り出し部により支持部分の変形が抑制される可能性があるが、設計においては特に考慮しないものとする。

設計に用いた検討項目および算定式は、ダンパー単体実験の設計方法と同じである（式 3-1～式 3-20）。設計結果を表 3-16～表 3-19に示す。

表 3-16 波形鋼板ダンパー緒元

使用箇所	鋼材種	弾性係数 E_0 (MPa)	ポアソン比 ν	降伏強度 σ_y (MPa)	引張強度 σ_u (MPa)	せん断 降伏強度 τ_y (MPa)	せん断 引張強度 τ_u (MPa)	板厚 t (mm)	試験体 高さ h_{all} (mm)
波形鋼板部分	LY100	181000	0.3	105	247	61	143	2.09	850
	LY225	200000	0.3	235	324	136	187		
	SS400	189000	0.3	307	400	177	231		
支持部分	SS400	208000	0.3	267	442	154	255	22	

表 3-17 波形鋼板部分の波形形状（記号は図 3-2(d)参照）

パネルの幅	w (mm)	300
パネルの長さ（縦）	a (mm)	35
パネルの長さ（斜め）	b (mm)	45
パネルの投影長さ	c (mm)	22
パネルの高さ（厚み方向）	d (mm)	39
鋼板の板厚	t (mm)	2.09

表 3-18 周辺鋼板の設計結果

	板厚 (mm)	フランジ幅 (mm)	降伏耐力 (kN)	せん断力による 引張荷重 (kN)	判定	モーメントによる 引張荷重 (kN)	判定
左右フランジ	22	200	1179	51	OK	25.4	OK
上下フランジ	16		906	145	OK	-	-

表 3-19 ボルト接合部の設計結果

接合箇所	ねじの 呼び	摩擦面 の数 m	ボルト 本数	ピッチ (mm)	板厚 (mm)	はしあき e_1 (mm)	すべり 耐力 (kN)	はし抜け 耐力 (kN)	必要 耐力 (kN)	判定
パネル同士	M20	1	5	45	22	-	330	-	145	OK
左右フランジ 同士	M16	2	4	100	22	25	339	174	51	OK
上下フランジ - 載荷梁間	M16	1	14	80	16	65	594	501	145	OK

図 3-15に波形鋼板ダンパー詳細を示す。波形鋼板部分の高さは、波の最小単位が形成できる高さとして 190 mm とした。部材実験と同様の手法で算出した波形鋼板降伏時の層間変形角 R_y 予測値およびその際の波形鋼板負担水平荷重予測値を表 3-20に示す。架構の終局時水平耐力は表 3-11に示したように 350～400 kN 程度であり、ダンパーの降伏時負担水平荷重は、波形鋼板の鋼材種によって 1/10, 1/5, 1/3 程度の見込みとなる。

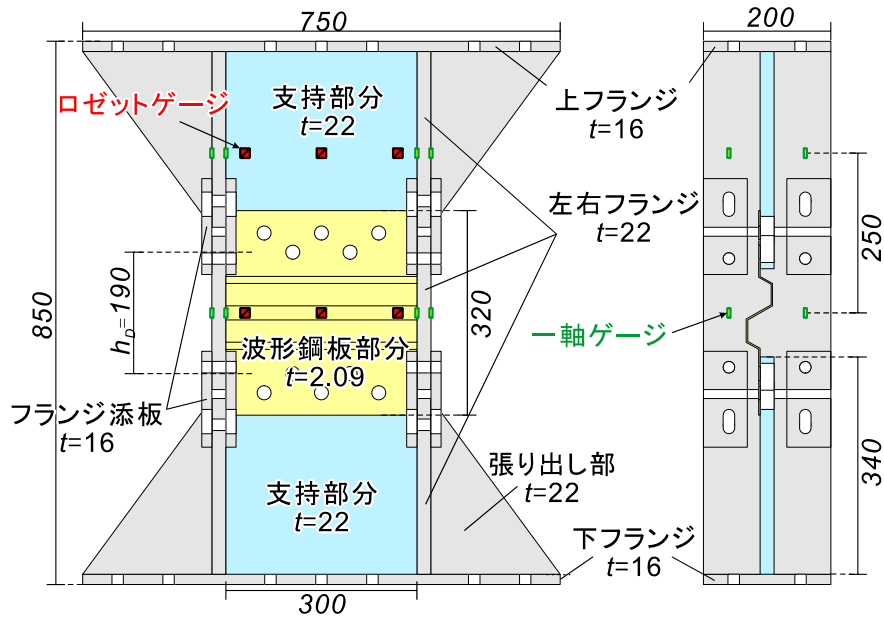


図 3-15 波形鋼板ダンパー詳細 (単位 : mm)

表 3-20 降伏時層間変形角および波形鋼板負担荷重予測値

波形形状 a (mm)	波形形状 b (mm)	波形形状 c (mm)	波形形状 d (mm)	波の個数 N_w	形状係数 α	長さ効率 η		
35	45	22	39	1.0	0.38	0.72		
波形鋼板種類	波形鋼板パネル高さ h_D (mm)	支持部分パネル高さ h_S (mm)	降伏時層間変形角 R_y (%)	座屈時層間変形角 R_b (%)	降伏強度 τ_y (MPa)	座屈強度 τ_b (MPa)		
LY100	190	330	0.026	0.367	61	1916		
LY225	190	330	0.053	0.370	136	2117		
SS400	190	330	0.071	0.372	177	2063		
波形鋼板種類	降伏時変形量 (mm)				座屈時変形量 (mm)			
	曲げ変形		せん断変形		曲げ変形		せん断変形	
	ダンパー δ_{bD}	支持部分 δ_{bS}	ダンパー δ_{svD}	支持部分 δ_{svS}	ダンパー δ_{bD}	支持部分 δ_{bS}	ダンパー δ_{svD}	支持部分 δ_{svS}
LY100	0.001	0.001	0.115	0.012	0.001	0.001	1.821	0.013
LY225	0.001	0.002	0.233	0.027	0.002	0.002	1.821	0.028
SS400	0.002	0.003	0.313	0.035	0.002	0.003	1.821	0.036

④ 使用材料特性

実験に用いた材料の力学的特性を表 3-21～表 3-25に示す。また、図 3-16～図 3-18に各材料試験で得られた応力-ひずみ曲線を示す。なお、コンクリートは試験結果を全て掲載すると煩雑になるので、各部材において No. 1～No. 3 テストピースの応力-ひずみ関係を平均した結果を示す。

表 3-21 鉄筋の力学的特性

鉄筋種類	降伏強度 (MPa)				引張強度 (MPa)				弾性係数 (GPa)			
	No.1	No.2	No.3	平均	No.1	No.2	No.3	平均	No.1	No.2	No.3	平均
D10	355	361	364	360	496	499	502	499	188	183	180	184
D13	328	328	325	327	478	469	462	470	166	172	178	172
D16	345	347	354	349	513	531	535	527	181	190	182	184
D19	392	388	387	389	584	585	584	585	190	197	199	195
D22	385	380	378	381	587	587	588	587	175	182	200	186

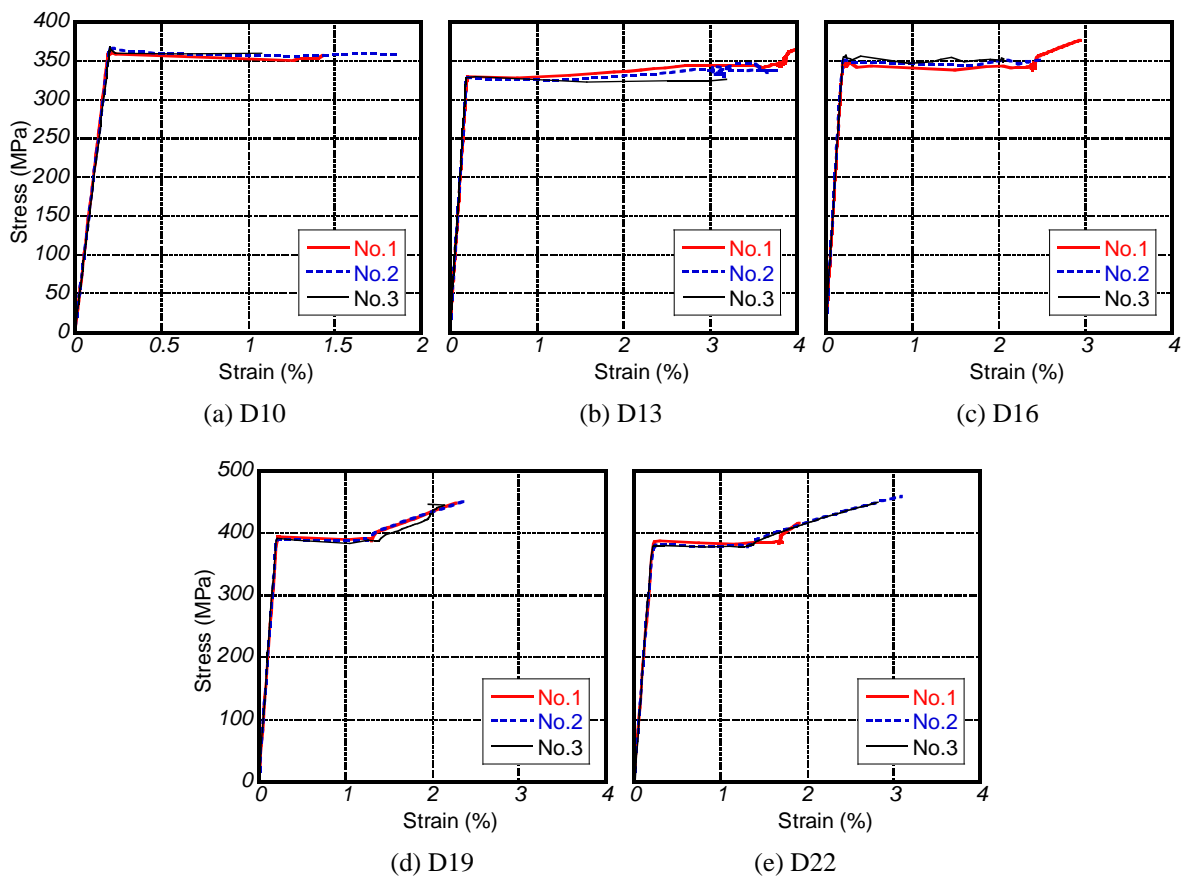


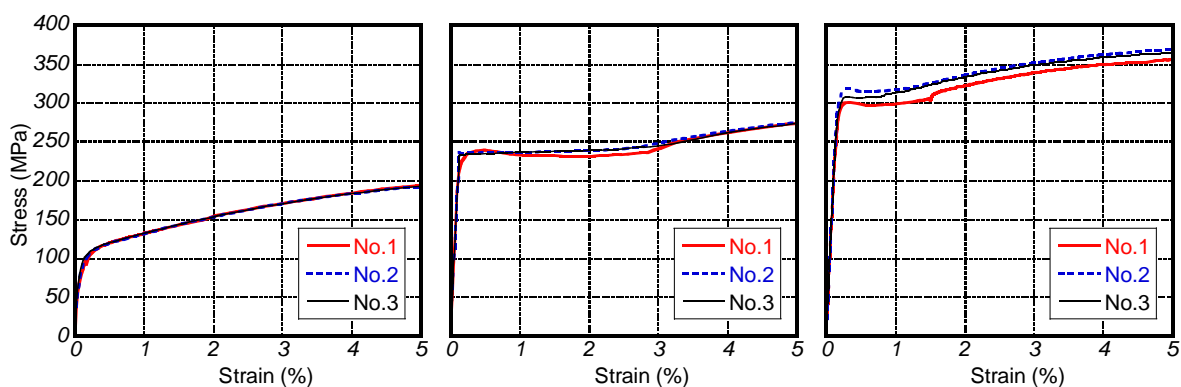
図 3-16 鉄筋引張試験 応力-ひずみ曲線

表 3-22 鋼板の力学的特性

板厚 (鋼材種) (mm)	降伏強度 (MPa)				引張強度 (MPa)				弾性係数 (GPa)			
	No.1	No.2	No.3	平均	No.1	No.2	No.3	平均	No.1	No.2	No.3	平均
2.09 (LY100)	103	105	107	105	246	248	247	247	170	182	191	181
2.09 (LY225)	232	237	235	235	321	327	322	324	208	204	214	209
2.09 (SS400) *1	299	316	307	307	398	404	398	400	189	189	189	189
9 (SS400) *2	317	310	318	315	449	445	454	449	205	197	209	204
12 (SS400) *2	290	309	299	299	437	447	440	441	210	217	203	210
16 (SS400) *1	284	272	292	283	441	442	447	443	217	219	211	216
22 (SS400)	265	271	267	268	442	442	442	442	209	203	211	208

*1 ダンパー単体試験体と共通

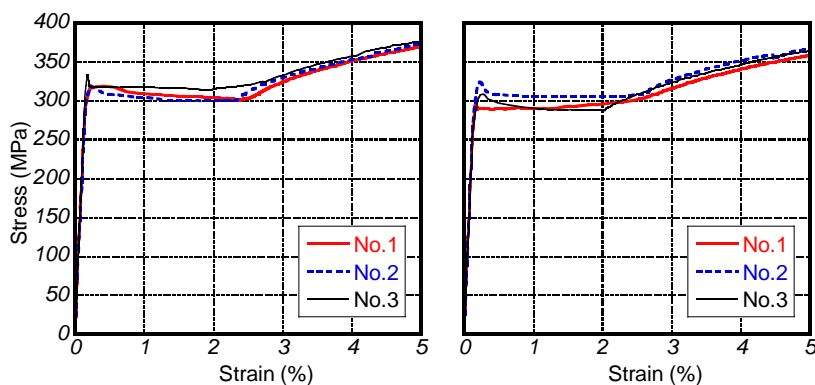
*2 ダンパー単体試験体のみで使用



(a) $t = 2.09$ mm (LY100)

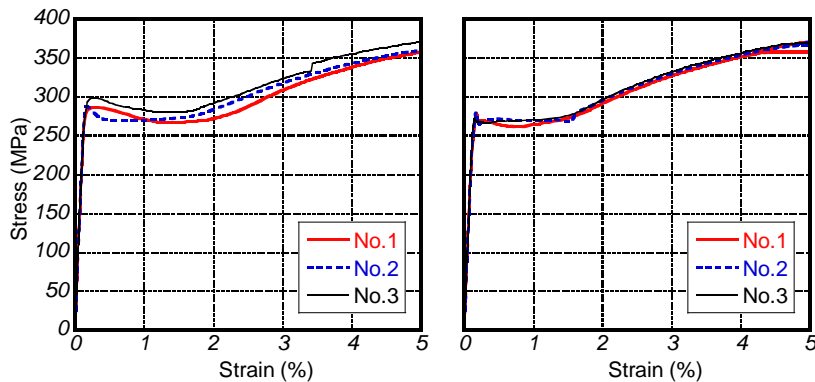
(b) $t = 2.09$ mm (LY225)

(c) $t = 2.09$ mm (SS400)



(d) $t = 9$ mm (SS400)

(e) $t = 12$ mm (SS400)



(f) $t = 16$ mm (SS400)

(g) $t = 22$ mm (SS400)

図 3-17 鋼板引張試験 応力-ひずみ曲線

表 3-23 PC 鋼棒の力学的特性 (検査証明書より)

呼び名	公称 断面積 (mm ²)	外径 (mm)	0.2%伸び に対する 荷重 (kN)	0.2%伸び に対する 強度 (MPa)	最大引張 荷重 (kN)	引張 強度 (MPa)	弾性 係数 (GPa)	リラクセーション (常温) (%)
ウルボン 9.0 mm	64	9.15	92.6	1446	95.1	1485	200	0.90
ウルボン 11.2 mm	100	11.55	142	1420	151	1510	200	0.95

表 3-24 コンクリートの力学的性質

試験体	部材	圧縮強度 f'_c (MPa)				弾性係数 E_c (GPa)				割裂引張強度 f_t (MPa)			
		No.1	No.2	No.3	平均	No.1	No.2	No.3	平均	No.1	No.2	No.3	平均
PCbS	柱・梁	45.3	46.1	45.5	45.6	23.9	24.9	24.4	24.4	3.2	3.1	3.4	3.2
	基礎	48.3	33.3	34.8	38.8	27.0	27.3	27.8	27.4	計測せず			
PCbL	柱・梁	46.1	47.6	44.9	46.2	24.7	24.6	24.9	24.7	2.7	3.1	3.5	3.1
	基礎	43.2	31.1	46.5	40.2	23.8	27.5	26.8	26.0	計測せず			
PCuS	柱・梁	45.0	47.7	48.5	47.1	24.8	24.7	24.4	24.6	3.0	3.5	2.9	3.1
	基礎	46.3	43.5	45.5	45.1	24.8	25.7	24.5	25.0	計測せず			
PCuL	柱・梁	46.9	44.1	45.3	45.4	26.1	26.4	24.6	25.7	3.2	3.6	3.4	3.4
	基礎	47.8	45.8	45.7	46.4	25.3	26.3	25.4	25.6	計測せず			
RC	全体	52.2	51.9	53.8	52.7	27.5	26.5	26.5	26.8	2.7	2.5	3.5	2.9

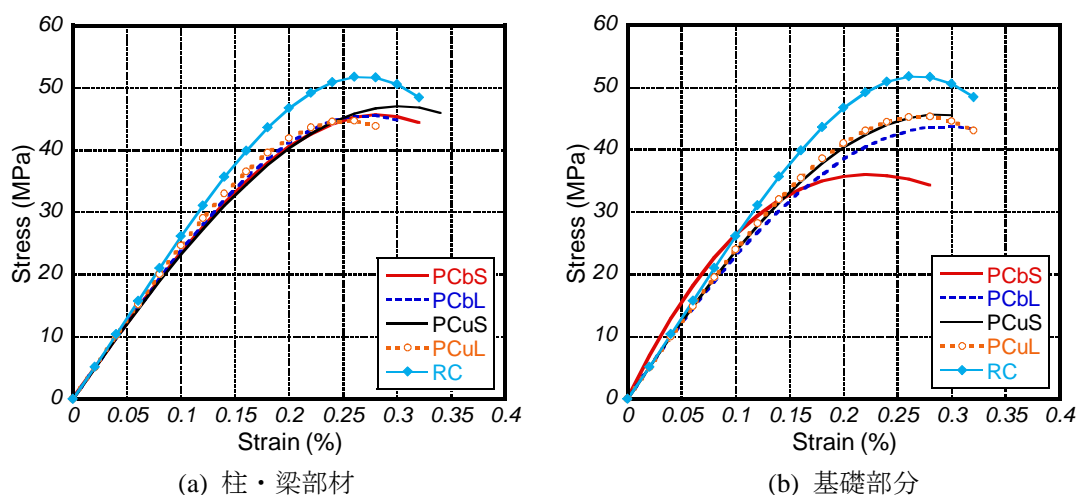


図 3-18 コンクリート圧縮試験 応力-ひずみ曲線

表 3-25 モルタルの力学的性質

試験体	使用箇所	圧縮強度 f'_c (MPa)				弾性係数 E_c (GPa)				割裂引張強度 f_t (MPa)			
		No.1	No.2	No.3	平均	No.1	No.2	No.3	平均	No.1	No.2	No.3	平均
RC	ダンパー —架構間	79.3	82.3	82.0	81.2	27.9	27.0	28.1	27.7	3.0	5.7	5.8	5.8
PCbS	柱脚目地(右)	72.5	69.9	72.3	71.6	26.4	26.8	30.5	27.9	4.0	3.2	3.8	3.7
	柱脚目地(左)	72.0	70.0	70.9	71.0	26.4	23.4	27.6	25.8	3.2	3.9	3.1	3.4
	梁端目地	31.6	33.8	34.0	33.1	18.5	18.5	15.9	18.9	4.3	3.1	3.8	3.8
	ダンパー —架構間	51.3	53.4	49.5	51.4	14.5	14.7	14.9	14.7	2.6	2.5	3.0	2.7
	柱 PC グラウト	43.1	51.0	47.6	47.2	15.5	14.2	15.2	15.0	2.1	2.5	2.2	2.3
	梁 PC グラウト	58.6	57.6	58.6	58.2	15.1	16.1	15.9	15.7	3.0	3.1	3.0	3.1
PCbL	柱脚目地	74.8	43.6	70.2	62.8	30.6	31.3	35.0	32.3	4.1	3.2	4.7	4.0
	梁端目地	45.8	43.0	48.1	45.7	22.0	22.1	21.0	21.7	4.5	4.5	3.9	4.3
	ダンパー —架構間	57.2	54.8	55.7	55.9	15.8	15.8	14.9	15.5	2.7	2.3	2.8	2.6
	柱 PC グラウト (ゲージ側)	57.6	52.4	57.3	55.7	16.1	16.0	16.5	16.2	4.3	3.2	2.3	3.2
	柱 PC グラウト (ゲージなし)	55.1	53.4	57.8	55.4	17.4	15.8	16.2	16.5	2.8	2.7	2.7	2.7
	梁 PC グラウト	54.5	54.9	53.1	54.2	16.5	16.4	16.3	16.4	2.6	3.4	2.8	2.9
PCuS	柱脚目地	74.2	81.4	69.5	75.0	37.0	40.7	36.6	38.1	4.5	3.5	4.2	4.1
	梁端目地	56.0	60.2	68.1	61.4	30.5	29.7	31.1	30.4	3.2	2.8	5.2	3.7
	ダンパー —架構間	59.3	56.1	57.2	57.5	15.4	15.2	16.3	15.6	4.0	3.3	2.8	3.3
PCuL	柱目地	39.4	39.9	47.9	42.4	34.4	34.0	20.3	29.6	2.1	3.4	3.2	3.3
	梁端目地	51.8	49.4	56.5	52.6	21.0	26.5	22.6	23.4	2.0	3.5	3.6	3.6
	ダンパー —架構間	(26.1)	50.0	48.3	49.2	-	16.1	17.3	16.7	2.0	2.1	2.3	2.2

⑤ 荷重計画

荷重装置を図 3-19に示す。軸力は、PC 鋼材の張力を除いて軸力比 0.20 の一定軸力とした。試験直前に計測した柱のシリンダー圧縮強度から、表 3-26のように作用させる軸力を決定した。水平力は正負交番静的漸増荷重とし、表 3-27および図 3-20に示すように、ひび割れ前となる最初の 1 サイクルのみ荷重制御、残りのサイクルは変位制御とした。変位制御では、左右の柱における梁の材軸高さに設置した変位計の平均値 δ_{ave} を、基礎上面から梁の材軸高さまでの距離 h で除したものを層間変形角 $R (= \delta_{ave} / h)$ とし、これを用いた。

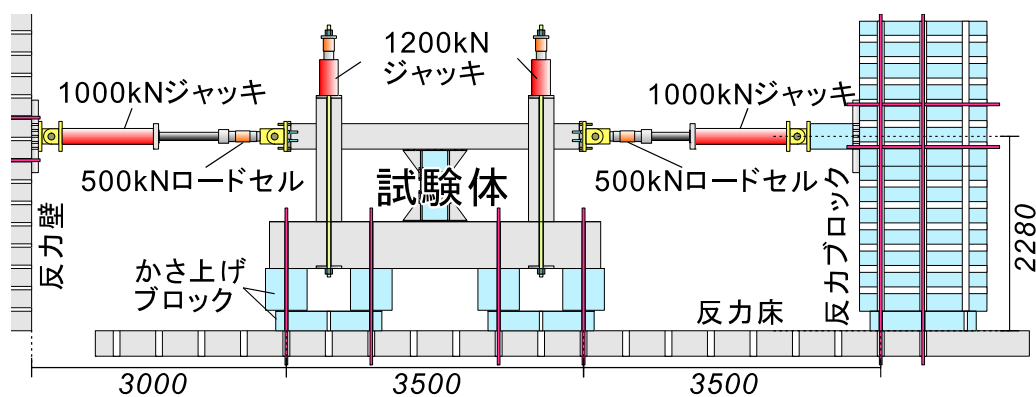


図 3-19 荷重装置 (単位: mm)

表 3-26 作用させた一定軸力

試験体	コンクリート圧縮強度 (MPa)	軸力 (柱 1 本あたり) (kN)
RC	52.7	949
PCbS	45.6	821
PCbL	46.2	832
PCuS	47.1	848
PCuL	45.4	817

表 3-27 水平力制御方法

制御方法		サイクル数
荷重制御	ひび割れ前	1
層間変形角 R による変位制御	$R = \pm 0.1 \%$	2
	$R = \pm 0.2 \%$	2
	$R = \pm 0.4 \%$	2
	$R = \pm 0.6 \%$	2
	$R = \pm 1.0 \%$	2
	$R = \pm 2.0 \%$	2
	$R = \pm 3.0 \%$	2
	$R = \pm 4.0 \%$	2
押し切り		

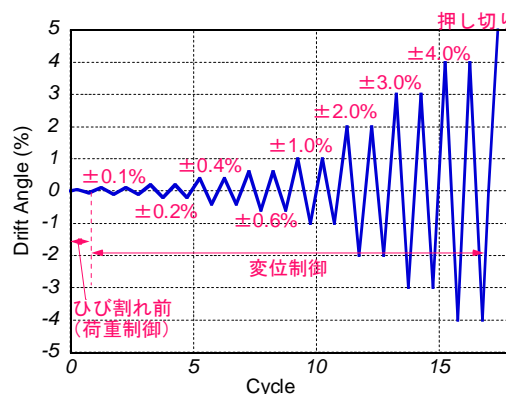


図 3-20 水平力荷重サイクル

[実験結果]

以下に、正負交番漸増荷重より得られた実験結果を示す。

⑥ 水平荷重－層間変形角関係

図 3-21に荷重終了までの水平荷重－層間変形角関係を、図 3-22に $R = 2.0 \%$ サイクル終了時までの水平荷重－層間変形角関係を示す。層間変形角 R は左右柱の荷重点高さにおける水平変位の平均値を、基礎上面から荷重点高さまでの距離 (= 1000 mm) で除して算出した。また図 3-22には、波形鋼板部分の降伏および座屈、梁および柱のひび割れ発生、梁および柱の主筋降伏、の各点をマーカーで示す。鋼板の降伏点はダンパー単体の実験同様に、波形鋼板部分に貼付したロゼットゲージのひずみ計測値より、各点での主応力(σ_1, σ_2)を算出し、いずれかの点で von Mises の降伏条件を満たしたときとした。一旦降伏を経験すると、残留ひずみにより応力の計算が複雑になるため、PCuS 試験体の正側およびその他 4 試験体の負側のダンパー降伏点は残留ひずみを無視して算出した参考値である。波形鋼板の座屈は、目視で後半の全体座屈を確認したサイクルのピーク点とした。ひび割れ発生点は、ひび割れを発見したサイクルのピーク点とした。主筋の降伏点に関しては、主筋に貼付した 1 軸ゲージが最初に降伏ひずみに達した点を示した。ボンド PC 試験体 2 体における PC 鋼材の引張降伏点、および RC 試験体における軸方向普通鉄筋の引張降伏点を示す。アンボンド PC 試験体 2 体では、梁・柱とも PC 鋼材は降伏しなかった。

PCbS および PCbL 試験体では、 $R = 4.0 \%$ サイクル時に梁の PC 鋼材が破断し耐力が低下したため、荷重を終了した。その他の 3 体は $R = 4.0 \%$ サイクル終了後、 $R = 8$ または 9% まで押し切りとした。押し切りとした 3 体は、変形が進んでもピーク時の 7 割以上の耐力を維持し、特に PCuS 試験体は耐力劣化がほとんど生じなかった。いずれの試験体も、波形鋼板降伏後はエネルギー消費の大きな紡錘形の履歴を示したが、PCaPC 架構とした 4 体の履歴形状は RC と比べて残留変形を抑制するフラッグシェイプ型に近くなった。PCaPC 架構の中でも、波形鋼板部分に降伏強度の小さな LY100 の鋼材を用いた

PCbS と PCuS は特に残留変形を抑制し、ダンパーと架構の負担水平荷重の割合が履歴の形状に大きな影響を及ぼすことが確認できた。

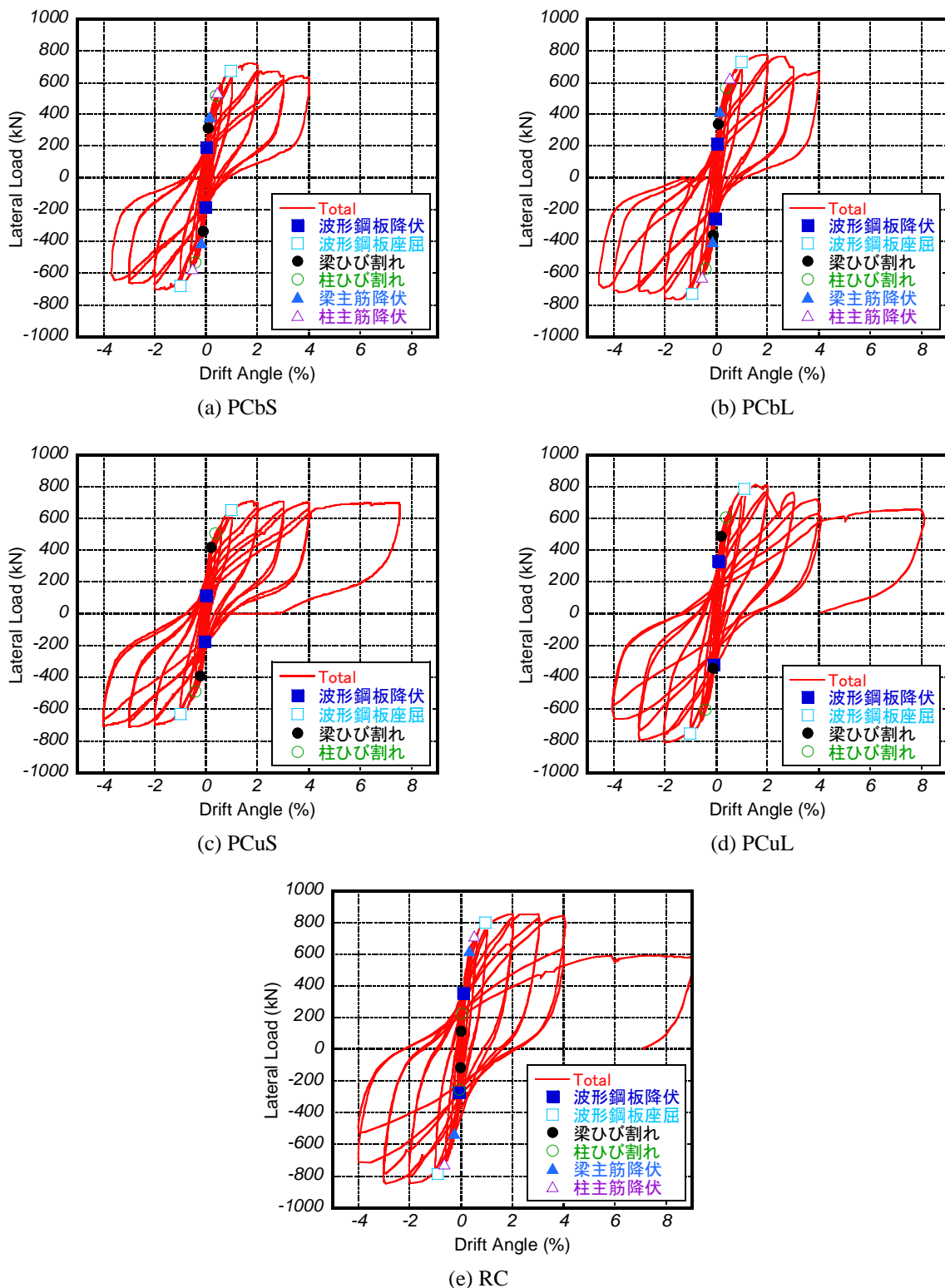


図 3-21 水平荷重—層間変形角関係（載荷終了時まで）

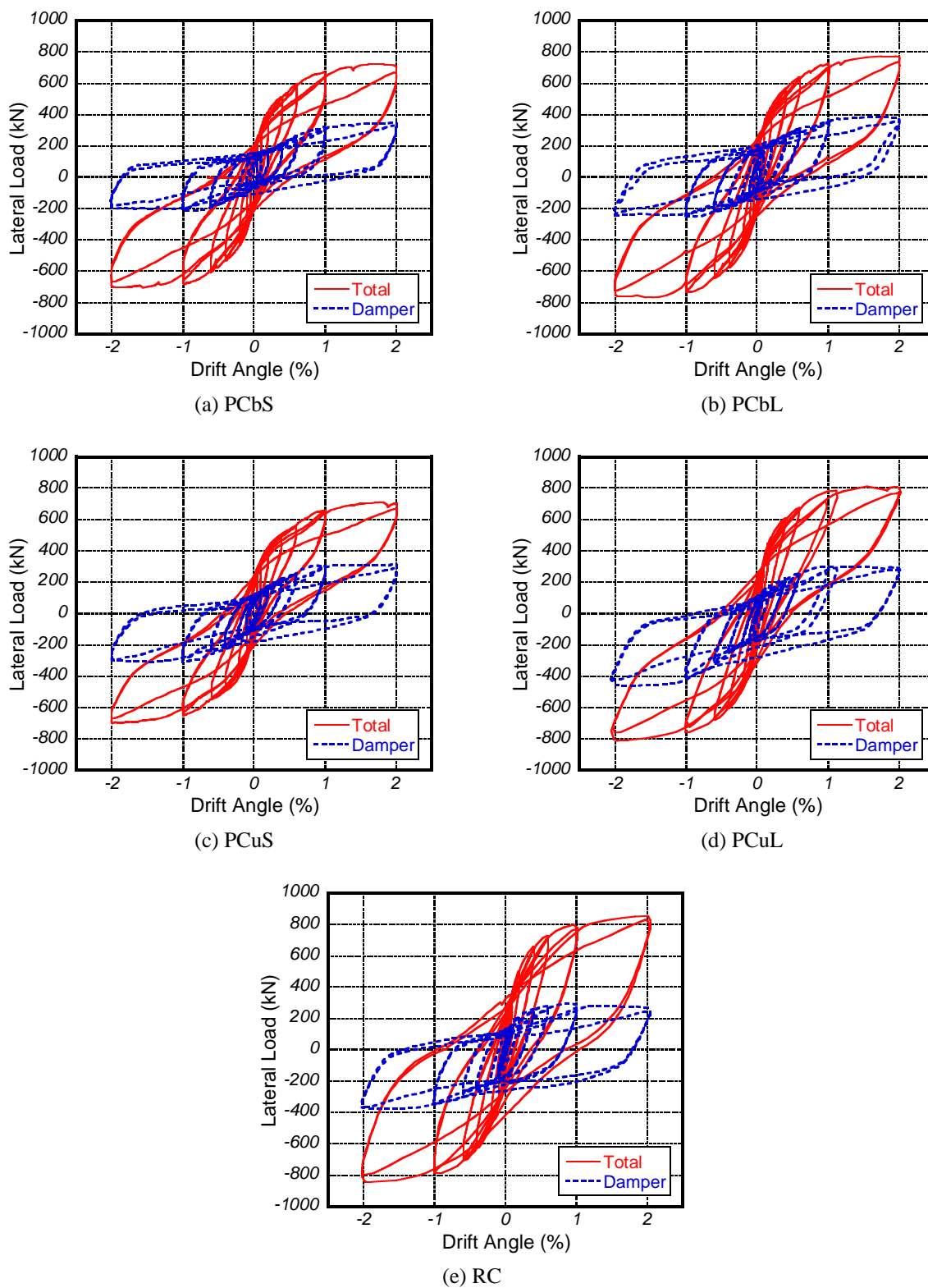


図 3-22 水平荷重—層間変形角関係 (層間変形角 $R = 2.0\%$ サイクルまで)

表 3-28に波形鋼板部分降伏時および最大荷重時の層間変形角と水平荷重を示す。波形鋼板部分に LY100 を用いた PCbS と PCuS, および SS400 を用いた PCuL と RC では, 降伏時層間変形角はほぼ予測どおりだった。波形鋼板の負担水平荷重計算値(計算方法は後述)は, LY100 では予測値よりもやや大きく, 逆に SS400 ではやや小さかった。また, LY225 を用いた PCbL では, 降伏時層間変形角, 波形鋼板負担水平荷重とも予測値を下回った。いずれの試験体も $R = 2.0 \sim 3.0\%$ サイクルで最大荷重を経験し, 以降の挙動は, ボンド PC 試験体 2 体(PCbS, PCbL) が $R = 4.0\%$ 付近で PC 鋼材破断により耐力を失ったことを除けば, 靱性に富む性状を示した。

表 3-28 波形鋼板部分降伏時および最大荷重時の層間変形角および水平荷重

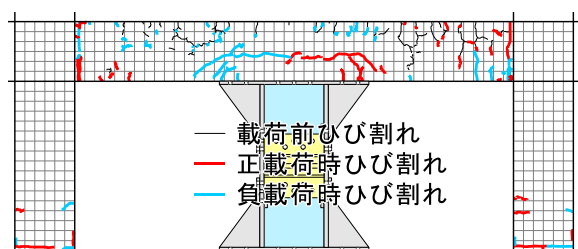
試験体	波形鋼板降伏時				最大荷重時		
	変形角 (%)	予測値 (%)	水平荷重 (kN)		予測値 (kN)	変形角 (%)	水平荷重 (kN)
			全体	ダンパーのみ			
PCbS	+0.037	0.026	+190.0	+48.4	38.0	+1.70	+720.2
	(-0.009)		(-186.1)	(-40.1)		-1.56	-702.3
PCbL	+0.042	0.053	+215.5	+57.4	85.1	+1.95	+775.1
	(-0.041)		(-255.5)	(-61.9)		-1.57	-768.2
PCuS	(-0.002)	0.026	(+111.6)	(+26.7)	38.0	+1.82	+711.1
	-0.038		-177.0	-47.5		-2.95	-715.3
PCuL	+0.097	0.071	+328.3	+83.3	111.1	+1.55	+810.9
	(-0.082)		(-322.4)	(-88.8)		-1.97	-811.4
RC	-0.086	0.071	+355.3	+99.8	111.1	+3.02	+854.0
	(-0.073)		(-272.7)	(-85.7)		-2.93	-846.4

()は参考値

⑦ 破壊性状

各試験体の損傷の進展状況を概括する。RC 試験体は柱・梁ともに早い段階で曲げひび割れが生じたのに対し, PCaPC 試験体 4 体はいずれも $R = 0.1\%$ サイクルまでひび割れが抑制された。概ね $R = 0.6\%$ サイクルで, 梁下部にダンパーのアンカー抜け出しによるひび割れが発生した。このひび割れは変形の増大に従って増加したが, その他のひび割れは, RC 試験体では増加し続けたのに対し, PCaPC 試験体では目地部のひび割れが貫通すると他の部材ひび割れはほとんど進展しなくなった。また, RC 試験体では部材端部の圧壊が, カバーコンクリートが大きく剥落するほど進行したが, PCaPC 試験体ではコンクリートの剥落は軽微であった。

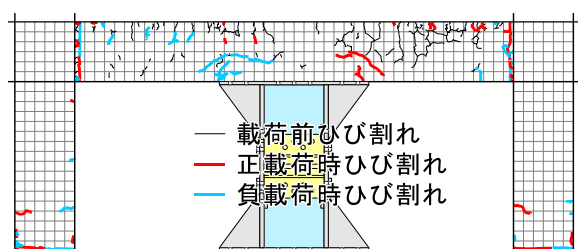
図 3-23に $R = 1.0\%$ サイクル終了時におけるひび割れ状況と, $R = 4.0\%$ サイクル終了時における試験体の写真を示す。 $R = 1.0\%$ サイクル終了時のひび割れを比較すると, RC 試験体に比べ, PCaPC 試験体 4 体の損傷は非常に軽微であり, 変形が目地に集中したことがわかる。この後 $R = 2.0\%$ サイクルまで載荷した時には, RC 試験体はひび割れが増加・進展したのに対して, PCaPC の 4 試験体はひび割れ本数, 長さともに増加せず, 部材の残留ひび割れ幅も 0.1 mm 以下に抑えられた。 $R = 4.0\%$ サイクル終了時の写真を比較すると, RC 試験体は梁・柱ヒンジ部のコンクリートが大きく剥落しているのに対し, PCaPC 試験体の損傷は目地モルタルに集中しており, コンクリートの剥落は軽微であった。



(a-1) PCbS ひび割れ状況



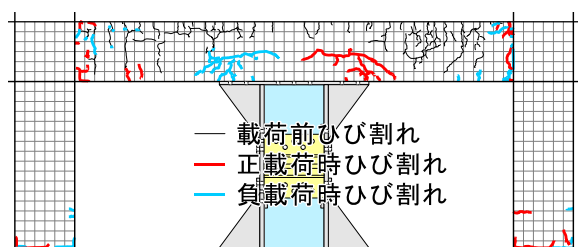
(a-2) PCbS 4.0%サイクル終了時



(b-1) PCbL ひび割れ状況



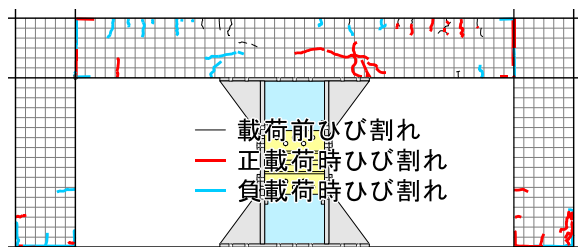
(b-2) PCbL 4.0%サイクル終了時



(c-1) PCuS ひび割れ状況



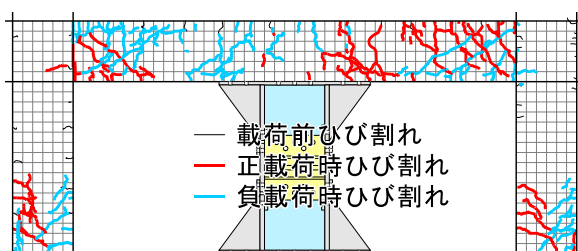
(c-2) PCuS 4.0%サイクル終了時



(d-1) PCuL ひび割れ状況



(d-2) PCuL 4.0%サイクル終了時



(e-1) RC ひび割れ状況



(e-2) RC 4.0%サイクル終了時

図 3-23 試験体損傷状況

⑧ 波形鋼板ダンパーの負担水平荷重

図 3-22に波形鋼板ダンパーの負担水平荷重を架構全体の水平力と比較して示す。負担荷重の算出は支持部分に貼付したロゼットゲージの計測値を用いて行った。その際、水平方向のせん断ひずみ分布を考慮して鋼板全体の平均せん断ひずみを求めたが、詳細は付録に示す。いずれの試験体でも、ダンパーは計画通り早期に降伏し、座屈後もエネルギー消費の大きな紡錘型の履歴を描いた。ただし、波形鋼板に使用した鋼材の降伏強度による履歴形状は、LY100を使用したPCbSおよびPCuSでは層間変形角0付近でダンパーの履歴がややくびれている（負担荷重が小さい）ように見えるものの、試験体間の差があまりはっきりと現れなかった。また、試験体によってはダンパーの最大負担荷重が正負で大きく異なった。これは負担荷重の算定に用いたひずみゲージの計測誤差に起因するのではないかと考えられるが、原因は未解明である。

図 3-24に、架構のみの負担水平荷重を示す。架構の負担水平荷重は、全体の荷重からダンパーの負担水平荷重を差し引いて算出した。ダンパーの負担荷重が正負対称ではなかったために、架構の履歴も正側と負側で耐力が異なっている。しかし履歴の形状に関しては、RC構造では履歴ループ面積および残留変形が大きく、ボンドPC構造、アンボンドPC構造の順にループ面積が減少してS字型の履歴を描く傾向が強くなり、架構の残留変形抑制効果の高いことが確認できた。

図 3-25に、同一鋼材を使用したダンパーの負担水平荷重を比較する。同一の鋼材を使用したダンパー同士は、座屈発生近くまではほぼ一致した履歴を示すが、座屈後は、正方向の載荷時には比較的同じ大きさの荷重を負担したが、負方向の載荷時にはずれが生じた。これがひずみゲージの計測値を基にした算出法の誤差を原因とするのか、あるいは架構の性状（負方向で負担荷重が大きくなったのはいずれもアンボンドPC架構である）を原因としているのかについては、現時点では不明である。図 3-26には、同一の架構を用いたPCbSとPCbLにおける、架構のみの負担水平荷重およびダンパーのみの負担水平荷重を比較する。ダンパーの履歴は、LY225を用いたPCbLの方が荷重が大きく、また架構のみ履歴は2体ではほぼ一致するという整合性のある結果が得られた。しかしLY100とLY225では降伏強度が2倍以上、引張強度にしても1.3倍の差があるにも関わらず、ダンパーの負担荷重の差は1.1倍程度に留まった。

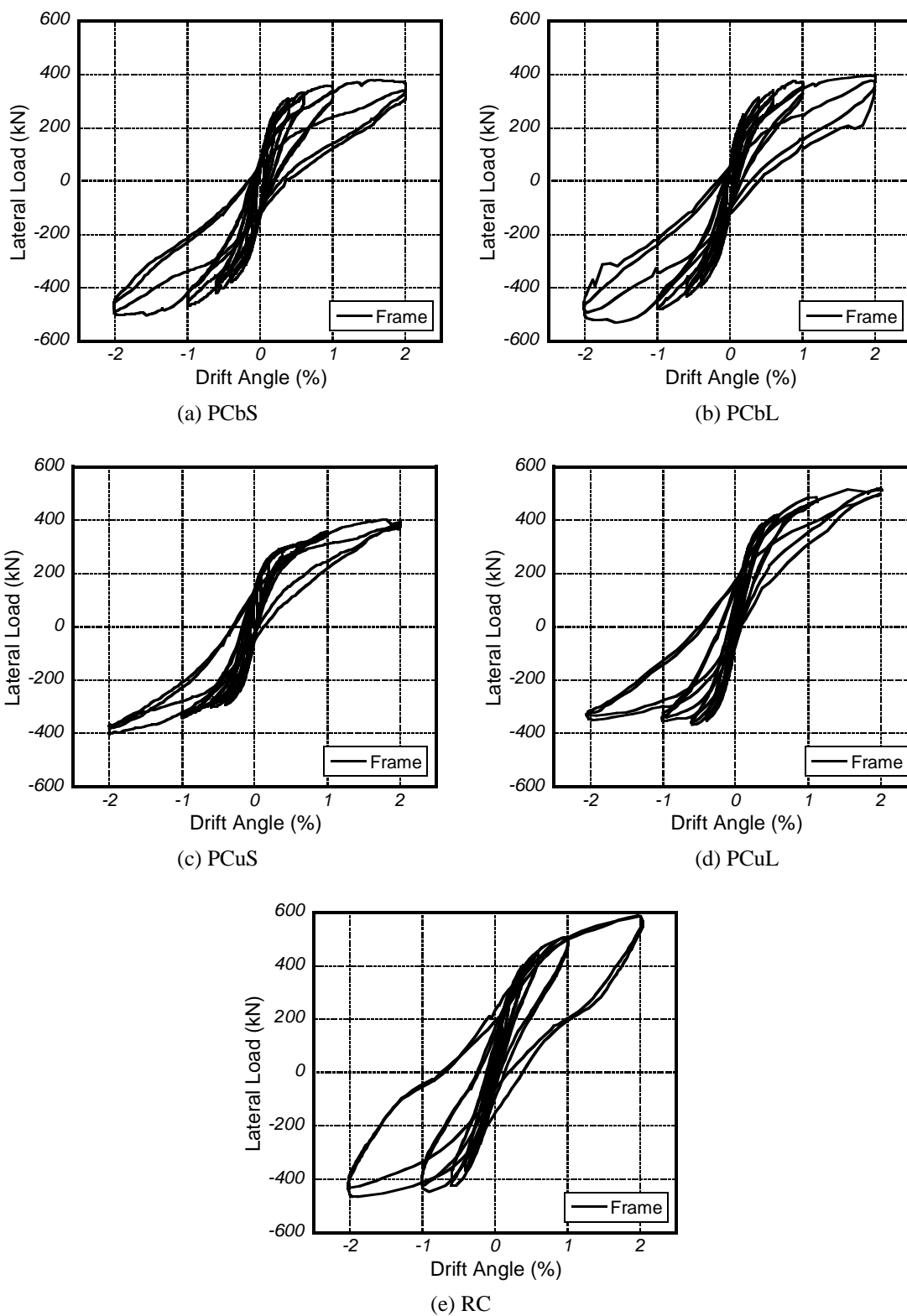


図 3-24 架構の負担水平荷重

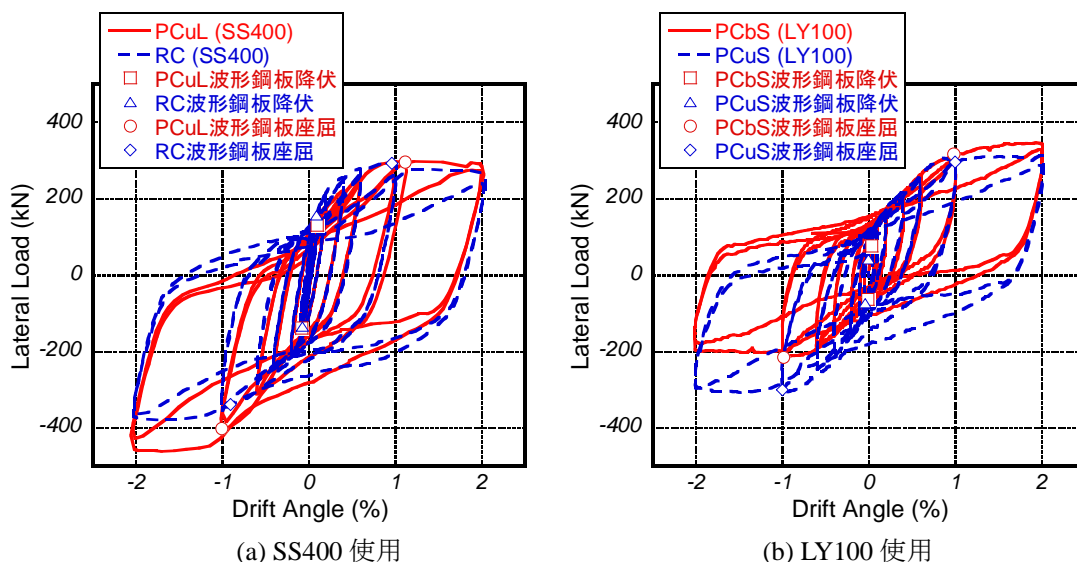


図 3-25 ダンパーに同一鋼材を使用したときのダンパーのみの履歴比較

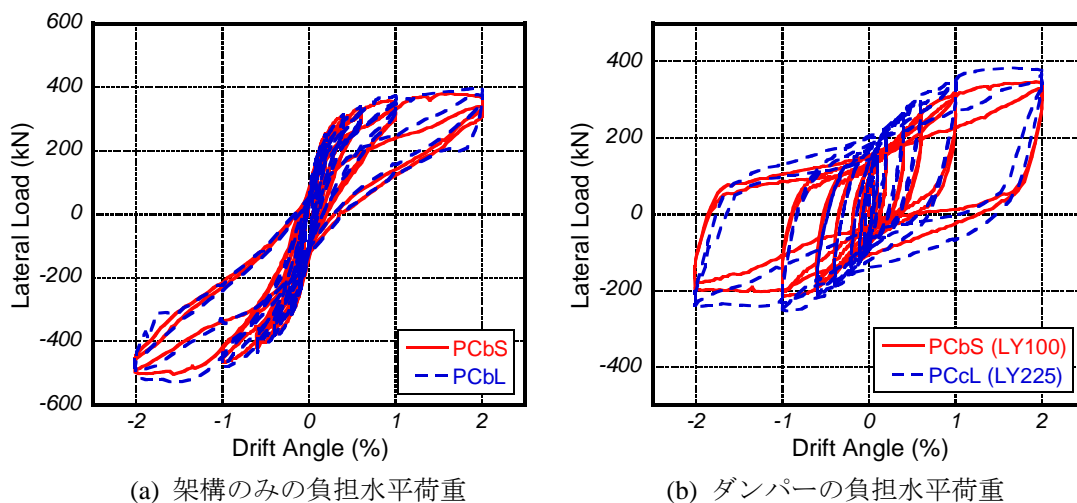


図 3-26 同一架構を用いた PCbS (LY100 使用) と PCbL (LY225 使用) の比較

⑨ 等価粘性減衰定数

図 3-27に、水平荷重-層間変形角関係の各サイクルから求めた等価粘性減衰定数 h_{eq} の推移を示す。(a)は図 3-21に示した試験体全体の荷重-層間変形角履歴から、(b)は図 3-24に示した架構のみの負担水平荷重-層間変形角履歴からそれぞれ算出したものである。横軸は各サイクルの最大変形角である。いずれも定常ループとなる第2サイクルの履歴を用いた。図 3-27(a)より、 $R = 0.6\%$ 以降のサイクルでは、PCaPC 試験体 4 体はダンパーの使用鋼材の種類に関わらず、同程度のエネルギー消費性能を有したことがわかる。しかし $R \leq 0.4\%$ の範囲では、波形鋼板に LY100 を用いた PCbS, PCuS, および LY225 を用いた PCbL は RC の h_{eq} を上回った。また、(a)と(b)を見比べると、RC および PCuL では波形鋼板の降伏した $R = 0.2\%$ 以降のサイクルで、架構のみの h_{eq} に対して試験体全体の h_{eq} が増大しており、ダンパーによるエネルギー消費性能の向上が確認できた (他の 3 体は初回サイクルから波形鋼板が降伏したため、 h_{eq} の推移の形状に変化は現れていない)。

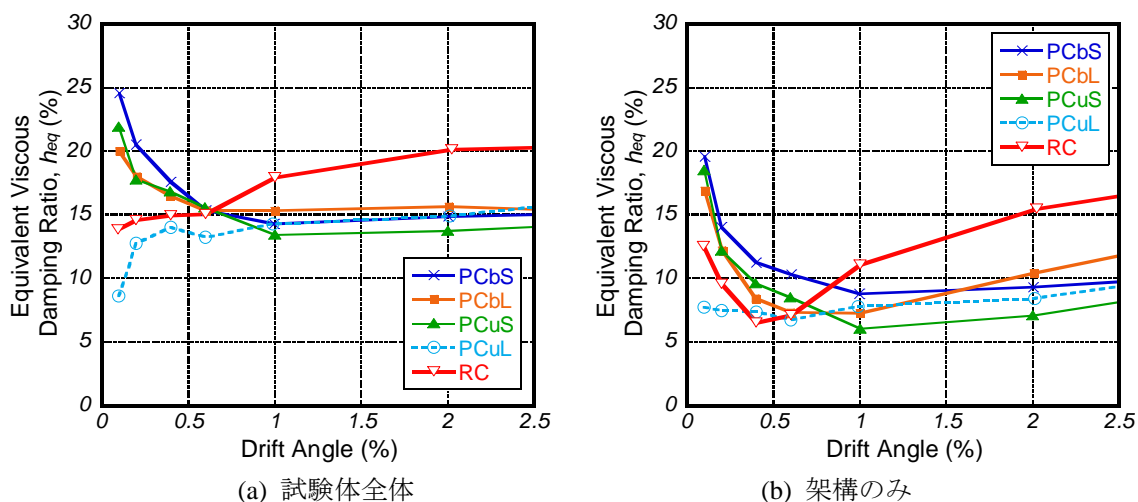


図 3-27 等価粘性減衰定数の推移

⑩ 残留変形率

図 3-28に残留変形率の推移を示す。残留変形率 r_d は、式 3-39より算出した。

$$r_d = \frac{R_r^+ - R_r^-}{R_p^+ - R_p^-}$$

式 3-34

ここに、 R_r^+ 、 R_r^- ：正側および負側の残留変形角、 R_p^+ 、 R_p^- ：正側および負側の最大変形角。

第1、第2サイクルで結果に差がないので、図 3-28には第2サイクルの結果のみ示した。RC 試験体では経験変位の増加に伴って残留変形も増加し、 $R=2.0\%$ サイクル時には、最大変形の0.5倍程度の残留変形が生じた。これに対してPCaPC試験体4体では、 $R=0\sim 2.0\%$ の範囲ではRCの1/2未満の r_d しか生じなかった。波形鋼板にLY100を用い、アンボンドの架構としたPCuLの残留変形が最も小さく、同じLY100を用いたが架構をボンドとしたPCbSは、SS400の波形鋼板を用いて架構をアンボンドとしたPCuLと同程度の良好な復元性を示した。

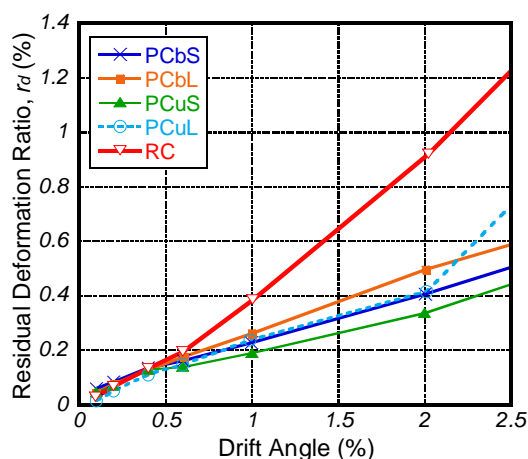


図 3-28 残留変形率の推移

⑪ 波形鋼板取り外しによる変形の戻り

PCbS, PCbL および PCuS 試験体については、荷重終了後にダンパーから波形鋼板部分を取り外して、その際の変位の戻り量を計測した。表 3-29 に各試験体の最大経験層間変形角、および波形鋼板取り外し前後の層間変形角と戻り量を示す。変位戻り量の割合は、波形鋼板取り外し後の変形角を取り外し前の変形角で除したものである。LY100 の波形鋼板を用いた PCbS と PCuS では取り外し後の残留変形角が 1/2 程度、LY225 を用いた PCbL では 1/3 程度となった。

表 3-29 波形鋼板取り外し前後の層間変形角

試験体	最大経験層間変形角 (%)	除荷時の層間変形角 (%)		変位戻り量	
		波形鋼板取外し前	波形鋼板取外し後	変形角 (%)	割合 (%)
PCbS	-3.669	-0.79	-0.41	0.3	51.9
PCbL	-4.561	-1.23	-0.40	0.83	32.5
PCuS	7.546	1.36	0.77	0.59	56.6

⑫ まとめ

波型鋼板ダンパーを用いた架構の荷重実験より得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 履歴復元力特性は、波形鋼板降伏後にエネルギー消費の大きな紡錘形を示すが、PCaPC 架構とした 4 体の履歴形状は RC と比べて残留変形を抑制するフラッグシェイプ型に近くなった。PCaPC 架構の中でも、波形鋼板部分に降伏強度の小さな LY100 の鋼材を用いた PCbS と PCuS は特に残留変形を抑制し、ダンパーと架構の負担水平荷重の割合が履歴の形状に大きな影響を及ぼすことが確認できた。
- (2) ダンパーの降伏時層間変形角に関しては、波形鋼板部分に LY100 を用いた 2 試験体、および SS400 を用いた 2 試験体では実験結果が予測値とほぼ一致したが、LY225 を用いた PCbL では予測値をやや下回った。また、降伏時のダンパー負担水平荷重は、LY100 は予測値より大きく、LY225 および SS400 は予測値より小さい値となった。
- (3) ピーク後の耐力については、荷重終盤に押し切りとした 3 試験体では変形が進んでもピーク時の 7 割以上の耐力を維持し、特にアンボンド架構の PCuS 試験体では耐力劣化がほとんど生じなかった。
- (4) 損傷状況として、通常のひび割れに加えて梁下端に鋼板端部から曲げせん断ひび割れが生じた。しかし、PCaPC 架構では曲げひび割れが入る時期およびその本数が RC 試験体と比べて抑制され、設計で用いる層間変形角 2% までの変形範囲では修復不要の状態が実現できるといえる。また更に大変形を受ける場合には、PCaPC 架構では損傷が目地部に集中し部材が比較的健全に保たれるのに対し、RC 架構ではヒンジ部にコンクリートの圧壊等の甚大な損傷が生じた。
- (5) ダンパーの負担水平荷重は、鋼板に貼付したひずみゲージ計測値による算出結果においては、試験体によって最大荷重が正負で異なる現象が見られた。また鋼材の降伏強度による履歴形状の差は、小変形時には低強度のものだけが降伏して紡錘型の履歴となることが確認できたが、変形が大きくなると履歴に差はあまり見られなかった。
- (6) 各試験体のエネルギー消費性能は、等価粘性減衰定数を比較すると、特に $R \leq 0.4\%$ の範囲で低強度の鋼材をダンパーに用いた試験体の性能が高かった。また、架構のみの等価粘性減衰定数と試験体全体の等価粘性減衰定数を比較することにより、ダンパーを用いたことによるエネルギー消費性能の改善が確認できた。

- (7) 残留変形は、PCaPC 架構の試験体では RC 架構の試験体の 1/2 未満となり、特にアンボンド PC 架構とした試験体の残留変形抑制性能が高かった。
- (8) 塑性化した波形鋼板をダンパーから取り外すことにより、鋼板の強度にもよるが、残留変形が 1/2～1/3 程度に減少することがわかった。

3.3 混合より線を用いた片持ち梁の載荷実験

ここでは PCaPC 架構の目地部開閉挙動を利用したエネルギー消費要素として、混合より線を緊張材として用いた片持ち梁の載荷実験結果を示す。

2章で PCaPC 架構とエネルギー消費要素を組み合わせた構造形式として、PRESSS プログラムで提案された Hybrid framing system を紹介した。この構造形式は良好なフラッグシェイプ履歴を示すことが確認されたが、PC 鋼棒と軟鋼鉄筋を並列配置するため部材断面が複雑であり、PCaPC 構造の利点である施工性を損なうという欠点があった。そこで従来の PCaPC 構造と同様の断面を実現できる構造要素として、丹羽・西山ら^{[3.17], [3.18]}により、緊張材とエネルギー消費要素の両方の役割を兼ね備えた混合より線が提案された。

混合より線は、図 3-29(a)に示すように降伏強度の異なる複数の素線を 1 本により合わせたものである。混合より線全体の引張荷重-伸び（あるいはひずみ）関係は図 3-29(b)に示すようになり、低強度素線が圧縮・引張とも降伏し、かつ高強度素線が未降伏であるひずみ範囲で挙動させることにより、低強度素線が履歴によりエネルギーを消費し、高強度素線は PC 架構の緊張材として残留変形抑制を担う。これにより、混合より線を用いた部材や構造物は、地震力作用下で原点指向型かつ履歴エネルギー消費を行うフラッグシェイプの荷重-変位履歴を実現する。

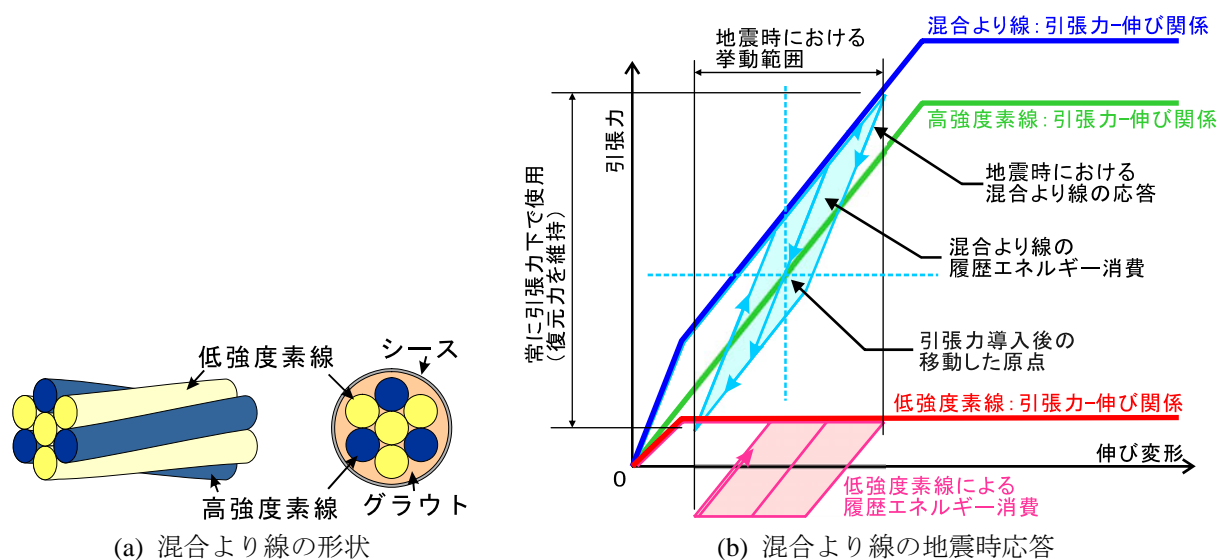


図 3-29 混合より線概要

以下では、まず3.3.1項で、既往の研究として1993年から丹羽・西山ら^{[3.17], [3.18]}によって行われた片持ち梁載荷試験を紹介し、次に3.3.2項ではこの研究結果を踏まえ、本研究における混合より線を用いた片持ち梁の載荷試験として、素線の強度差を実用化可能な範囲でなるべく大きくなる組み合わせとした実験について述べる。

3.3.1 混合より線に関する既往の研究

丹羽ら^[3.17]は、低強度鋼素線（0.2%オフセット降伏強度 376 MPa, $\phi 4.20$ mm） $\times 4$ 本、高強度鋼素線（0.2%オフセット降伏強度 1660 MPa, $\phi 4.10$ mm） $\times 3$ 本をより合わせた混合より線を梁の緊張材とし

て用い、梁と柱を圧着接合したト型試験体について繰り返し載荷実験を行った。混合より線を用いた試験体では、通常のPC鋼より線を用いた試験体に比べて履歴ループ面積の増大が確認されたが、偏心距離が大きくより線の塑性ひずみが大きくなる試験体では、載荷途中（部材角4%サイクル時）により線の破断が発生した。

そこで西山ら^[3,18]は、丹羽らの実験と同じ混合より線を用い、スタブを圧着接合した片持ち梁試験体について繰り返し載荷実験を行った。実験変数はより線種類（混合より線/普通より線）、導入プレストレス力の大きさ（より線1本あたり35kN/70kN）、およびより線の材軸からの偏心距離（30mm/50mm）であり、計8体の試験体を用いた。図3-30に試験体詳細を、表3-30に試験体仕様を示す。表3-31および表3-32に使用した材料特性を示す。載荷装置は図3-31に示すように、スタブを鉄骨フレームに緊結し、梁の自由端をアクチュエーターにより加力した。載荷履歴は図3-32に示すように、各部材角2サイクルずつの正負交番漸増載荷である。

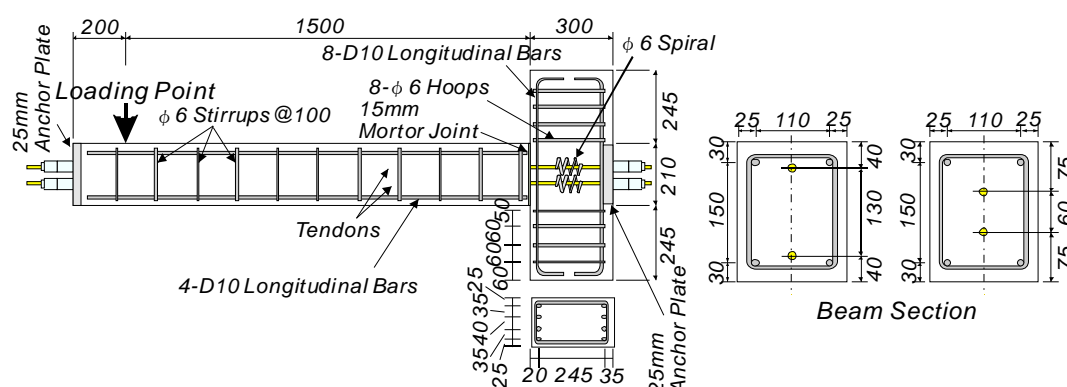


図 3-30 試験体および梁断面詳細

表 3-30 試験体仕様

試験体	より線種類	コンクリート・モルタルの種類	より線の材軸からの偏心距離 e (mm)	設計 PC 力 P_d (kN)
C-1	混合より線 ($\phi 12.4$)	A	30	70
C-2		A	65	70
C-3		B	30	120
C-4		B	65	120
N-1	普通より線 (SWPR7A $\phi 9.3$)	A	30	70
N-2		A	65	70
N-3		B	30	120
N-4		B	65	120

表 3-31 コンクリートおよびモルタルの材料特性

		圧縮強度 f_c (MPa)	割裂引張強度 f_t (MPa)	最大強度時ひずみ ϵ_m (%)	初期剛性 E_i (GPa)
コンクリート	A	42.3	2.81	0.237	27.9
	B	49.6	4.51	0.226	31.7
目地モルタル	A	60.7	1.88	0.252	30.5
	B	62.0	1.99	0.362	29.8
グラウトモルタル	A	40.7	1.23	0.288	-
	B	41.1	1.49	0.301	-

表 3-32 鉄筋および混合より線素線の材料特性

	混合より線		普通より線	組立筋 D10	せん断補強筋 φ6
	低強度素線	高強度素線			
断面積 A_s (mm ²)	53.1	39.8	51.6	71.3	28.3
弾性係数 E_s (MPa)	1720	1720	1910	1850	1740
降伏強度 f_y (MPa)	376*	1660*	1730*	344	302

*0.2% オフセット降伏点

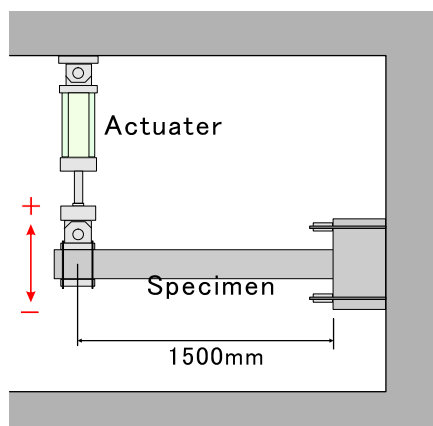


図 3-31 載荷装置

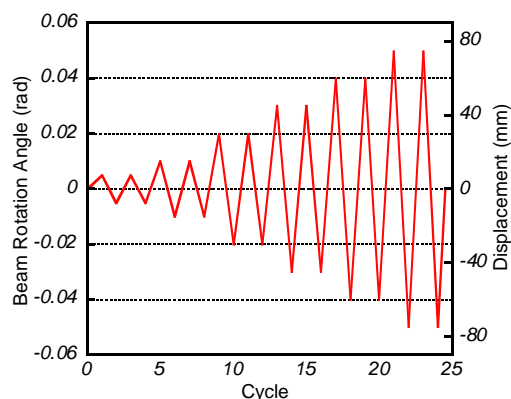


図 3-32 載荷履歴

図 3-33に載荷加力位置における荷重-変位関係を示す。いずれの試験体においても、変形が大きくなるにつれ圧着目地部のひび割れのみが大きく開き、梁端変位のほとんどは梁全体の剛体回転変形に起因した。普通より線を用いた試験体 (N シリーズ) と比較して、混合より線を用いた試験体 (C シリーズ) は履歴エネルギー消費の大きな復元力特性が得られた。図 3-34に各載荷サイクル第 2 ループにおける等価粘性減衰定数を示すが、部材角が大きくなるにつれて C シリーズの等価粘性減衰定数が N シリーズを上回った。導入プレストレス力の小さな C-1, C-2 試験体ではより大きな等価粘性減衰定数が得られたが、この 2 試験体は繰り返し載荷時の低強度素線降伏に伴う PC 鋼材の残留伸びにより、原点付近で剛性の低下するスリップ挙動を示した。

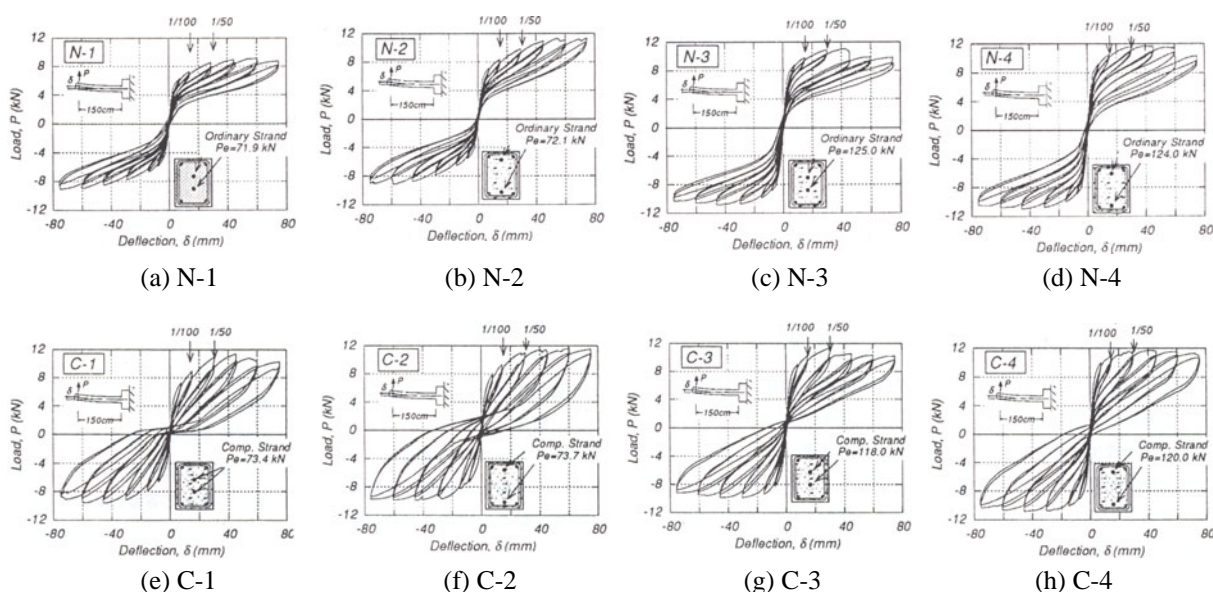


図 3-33 梁端荷重-変位関係^[3,17]

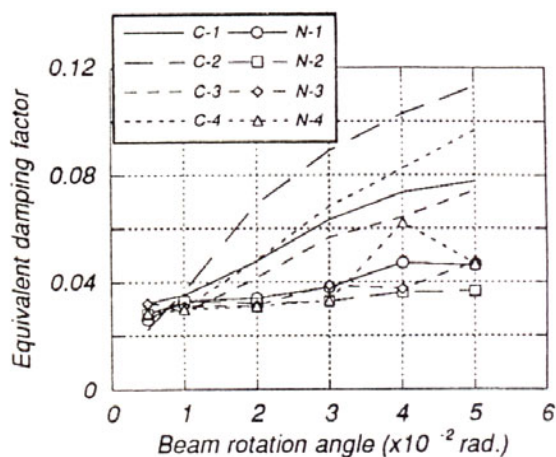


図 3-34 等価粘性減衰定数^[3,17]

以下に既往の研究で得られた結論を示す。

- (1) 普通より線，混合より線のいずれを用いた試験体も，原点指向型のループを描き，残留変形を抑制する自己復元性を有した。
- (2) 混合より線を用いた試験体は，普通より線を用いたものと比較して履歴エネルギー消費の大きなループを描き，最大で2倍以上の等価粘性減衰定数を示した。また，履歴エネルギー消費の割合は部材回転角が大きくなるほど増大した。

3.3.2 本研究における混合より線を用いた片持ち梁載荷実験

① 実験に用いた混合より線について

丹羽・西山らの研究^{[3,17], [3,18]}では混合より線を梁緊張材として使用することによりフラッグシェイプの荷重-変位履歴を実現できることを確認したが，低強度素線の製造困難等の問題から実用化には至らなかった。そこで本研究では，量産が可能な材料として，低強度鋼素線には軟鋼を伸線加工した降伏強度 $f_y = 540 \text{ MPa}$ の素線を用い，混合より線が性能を発揮するのに十分なひずみ範囲を確保するため，高強度鋼素線には従来よりも降伏強度の高い $f_y = 2111 \text{ MPa}$ の素線を用いた。素線の組み合わせによるより線の種類は，高強度鋼素線3本，低強度鋼素線4本から成る GCS-H3L4 (GCS : Graded Composite Strand)，高強度鋼素線1本，低強度鋼素線6本から成る GCS-H1L6 の2種である。

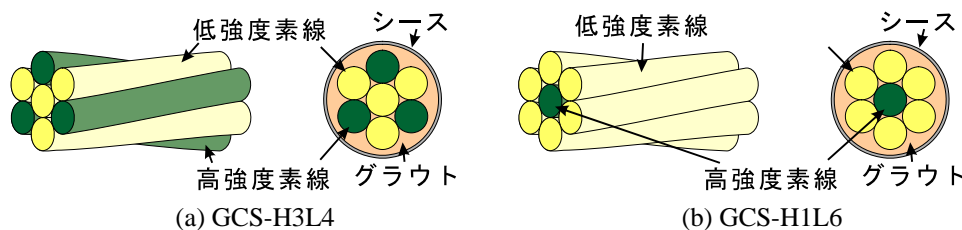


図 3-35 本研究で用いた混合より線の形状

② 試験体概要

試験体は図 3-36に示すようにより線を直線配置とした片持ち梁であり，梁断面は $200 \times 300 \text{ mm}$ ，ス

タブ界面一載荷点間距離が 1500 mm (せん断スパン比: $a/D = 5$) の曲げ変形が卓越する形状とした。梁およびスタブは別々に製作し、目地部モルタル (厚さ 15 mm) を介して緊結した。実験変数はより線の種類であり、普通より線を用いたもの 2 体 (より線の付着有り (BOND) / 付着無し (UNBOND)), 混合より線 GCS-H3L4 を用いたもの (H3L4), GCS-H1L6 を用いたもの (H1L6) の全 4 体とした。普通より線を用いた 2 体は比較用であり、特に UNBOND 試験体は、より線の張力変化に大きな影響を与える付着に関して検討する意図で用意した。表 3-33 に全ての試験体に共通する配筋仕様を、表 3-34 に試験体種類を、図 3-37 に各試験体の梁部材断面詳細を示す。

より線 1 本あたりの導入 PC 力 P_i は、載荷時に低強度鋼素線が降伏し、高強度鋼素線は弾性範囲を挙動するよう設定した。より線の本数および偏心距離は、設計コンクリート強度を 36 MPa として、断面解析に基づき終局曲げ耐力が概ね等しくなるよう決定した。

表 3-33 片持ち梁試験体に共通する配筋仕様

部材	配筋種類	鉄筋・間隔	配筋比 (%)
梁	組立筋	4-D10(SD295)	0.47
	せん断補強筋	17-D6(SD295)@100	0.32
スタブ	主筋 (接合部内)	4-D19(SD295)	0.57
	せん断補強筋 (接合部内)	3-D10(SD295)@150	0.24
	主筋 (接合部外)	6-D19(SD295)	0.54
	せん断補強筋 (接合部外)	8-D10(SD295)@100	0.36

表 3-34 試験体種類

試験体	より線 (B: ボンド, U: アンボンド)	初期導入 PC 力 P_i (kN)	$\frac{P_i}{f'_c b D}$	材軸からの偏心距離 e (mm)
BOND	SWPR7B 15.2 mm (B)	100	0.064	50
UNBOND	SWPR7B 15.2 mm (U)	190	0.122	105
H3L4	3×高強度鋼素線 $\phi 5.1$ (B) 4×低強度鋼素線 $\phi 5.1$ (B)	80	0.103	50
H1L6	1×高強度鋼素線 $\phi 5.1$ (B) 6×低強度鋼素線 $\phi 5.1$ (B)	75	0.096	95

e : より線の材軸からの偏心距離,

f'_c : 実験時コンクリート強度,

b : 梁幅 (200mm), D : 梁せい (300mm)

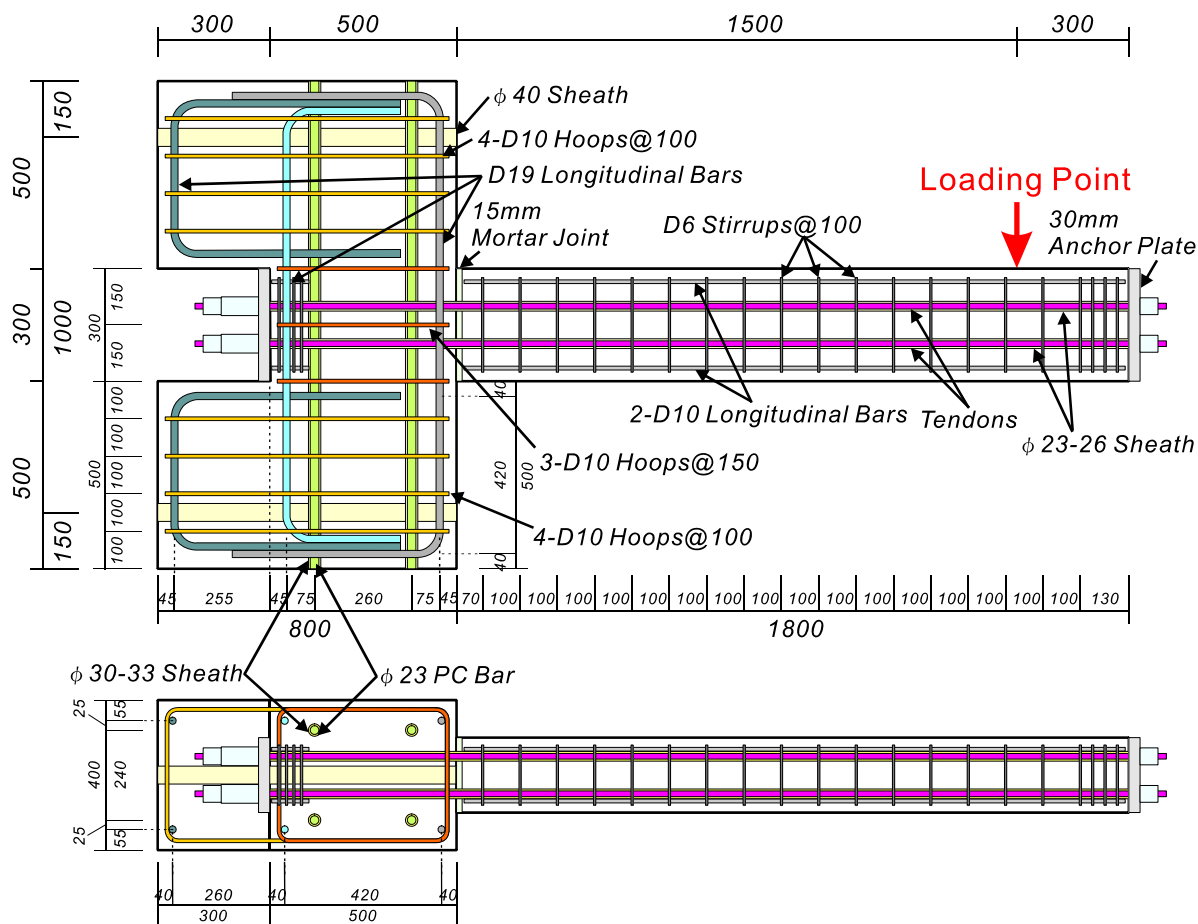


図 3-36 片持ち梁試験体詳細 (単位 : mm)

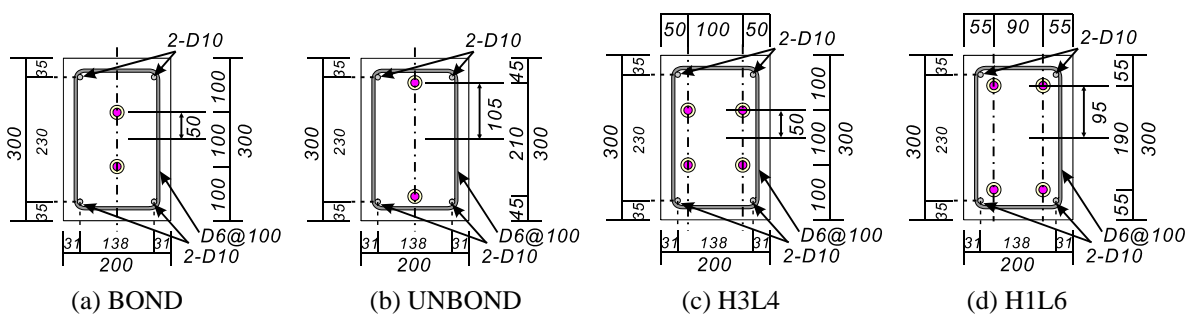


図 3-37 梁断面詳細 (単位 : mm)

③ 試験体設計詳細

以下に試験体の設計詳細を示す。

○ 圧着接合面を危険断面とする曲げ耐力の検討

試験体は、梁スタブ間の圧着接合面（目地部）を危険断面とし、危険断面における終局曲げ耐力が概ね等しくなるようより線の本数および偏心量 e を決定した。混合より線を用いた試験体については、低強度素線が降伏する程度の導入プレストレス力 P_i を定めた。

曲げ耐力は、梁断面をせい方向に 30 要素に分割して断面解析を行い求めた。アンボンドより線を除いて平面保持の仮定が成立するものとし、コンクリートの応力-ひずみ曲線は Popovics モデル^[3,19]を用

いた(式 3-35)。最大応力時ひずみは $\varepsilon_m = 0.2\%$ 、終局時の圧縮縁コンクリートひずみは $\varepsilon_{cu} = 0.4\%$ とし、拘束効果による強度および靱性の上昇は考慮していない。

UNBOND 試験体のアンボンドより線については、プレストレスト鉄筋コンクリート(Ⅲ種 PC)構造設計・施工指針・同解説^[3,20](以下 PRC 指針と略記)による式 3-36に従い、式 3-37に示すようにアンボンド PC 鋼材の終局時応力増分を定めて終局曲げ耐力を算定した。

- Popovics のコンクリート応力-ひずみ式^[3,19]

$$\eta = \frac{n\xi}{n-1+\xi^n}$$

$$n = 0.00571f_c$$

$$\eta = \sigma / f_c$$

$$\xi = \varepsilon / \varepsilon_m$$

式 3-35

ここに、 f_c : コンクリート圧縮強度、 ε_m : 最大強度時ひずみ。

- PRC 指針^[3,20]における終局曲げ耐力式

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

式 3-36

ここに、 d : 引張側普通鉄筋に対する有効高さ、 d_p : PC 鋼材に対する有効高さ、 T_y : 引張側普通鉄筋の引張合力で、 $T_y = a_t \sigma_y$ 、 a_t : 引張側普通鉄筋の断面積、 σ_y : 引張側普通鉄筋の規格降伏点応力度、 T_p : 曲げ破壊時 PC 鋼材引張合力で、 $T_p = a_p \sigma_{pu}$ 、 a_p : PC 鋼材断面積、 σ_{pu} : 終局曲げモーメント時 PC 鋼材引張応力度で、

付着あり : $\sigma_{pu} = \sigma_{py}$

アンボンド : $\sigma_{pu} = 0.75\sigma_{pe} + 0.25\sigma_{py}$

式 3-37

ここに、 σ_{py} : PC 鋼材規格降伏点応力度、 σ_{pe} : PC 鋼材有効緊張力

解析に用いた諸量を表 3-35に、計算結果を表 3-36に示す。終局に至るまでの曲げモーメント-曲率関係を図 3-38に示す。なお、曲率 ϕ に関しては梁せい $h (= 300 \text{ mm})$ を乗じて無次元化した。

表 3-35 断面解析諸量

コンクリート		鋼材	低強度素線 $\phi 5.1$	SWPR7B 7本より 15.2 mm	高強度素線 $\phi 5.1$	D6 (SD295)	D10 (SD295)
圧縮強度 (MPa)	36	断面積 (mm ²)	20.1	138.7	20.1	31.7	71.3
弾性係数 (MPa)	26000	降伏強度 (MPa)	540	1770	2110	295	295

表 3-36 断面解析曲げ耐力計算結果

試験体	より線 本数	材軸からの 偏心距離 e (mm)	有効プレストレス力 (より線 1 本当たり) P_i (kN)	軸力比	終局曲げ耐力 M_u (kN.m)
BOND	2	50	100	0.093	50.2
UNBOND	2	105	190	0.185	48.0
H3L4	4	50	80	0.148	56.6
H1L6	4	95	75	0.139	51.9

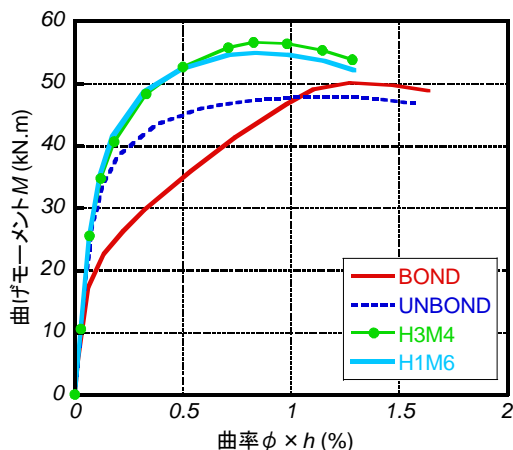


図 3-38 曲げモーメントー曲率関係断面解析結果

○ 梁部材せん断耐力の検討

梁部材はせん断破壊を生じないように設計するとし、せん断耐力は靱性保証型指針^[3.13]の6章に基づいて算定した。算定式は、波形鋼板ダンパー付架構の設計に用いた式 3-26と同じであるので、ここでは再掲しない。ヒンジ回転角 R_p は $R_p = 0.01$ とした。算定結果を表 3-37に示す。

表 3-37 片持ち梁せん断耐力算定結果

試験体	終局時モーメント (kN.m)	終局時せん断力 (kN)	せん断耐力 V_u (kN)	せん断余裕度	判定
BOND	50.2	33.5	104.7	3.13	OK
UNBOND	48.0	32.0	108.1	3.38	OK
H3L4	56.6	37.7	109.9	2.92	OK
H1L6	51.9	34.6	100.4	2.90	OK

○ スタブ耐力の検討

スタブは梁の終局耐力時に破壊を生じないように設計した。図 3-20のように、材端荷重を 50 kN（試験体の最大荷重予測値は 37.7 kN）とした場合のモーメント分布を考え、梁から入力される曲げモーメントおよびせん断力を上回る曲げ耐力・せん断耐力を有することを確認した。

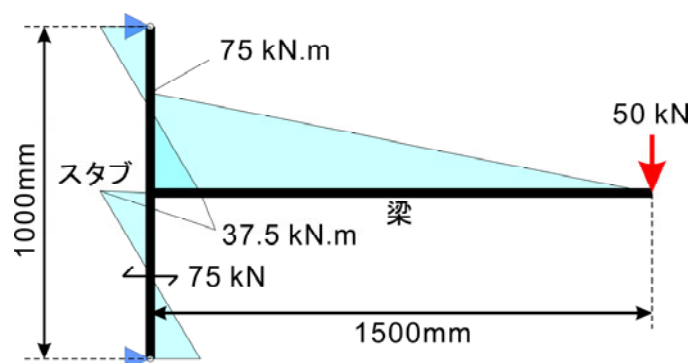


図 3-39 曲げモーメント分布仮定

曲げ耐力の算定には RC 規準^[3.14]による式 3-38を、せん断耐力の算定には靱性保証型指針^[3.13]のせん断信頼強度式 (式 3-26) を用いた。

- RC 規準^[3.14]曲げ耐力式

$$M = a_t f_t j$$

式 3-38

ここに、 M ：許容曲げモーメント， a_t ：引張鉄筋の断面積， f_t ：鉄筋の引張許容応力度， j ：曲げ材の応力中心距離で， $j = \frac{7}{8}d$ 。

算定結果を表 3-38に示す。

表 3-38 スタブ曲げ・せん断耐力算定結果

曲げ耐力 M (kN.m)	入力曲げモーメント M_r (kN.m)	判定	せん断耐力 Q (kN)	入力せん断力 Q_r (kN)	せん断余裕度	判定
90.8	75.0	OK	330.5	75.0	4.41	OK

④ 荷重方法

荷重装置を図 3-40に示す。荷重は試験体を 90°回転させ、梁部材を鉛直に立てた状態で行った。梁端荷重点のピンは図中に詳細を示すように、荷重方向の締め付けにより試験体を固定し、面内の回転は自由に行えるものを用いた。スタブ固定用の PC 鋼棒（計 2 本）には 1 本あたり 250 kN の張力を導入した。荷重は変位制御とし、梁部材角 $R = 0.05, 0.1, 0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0, 2.0, 3.0, 4.0, 5.0, 7.5\%$ で各 2 サイクルの正負繰り返し加力を行ったが、 $R = 0.05\%$ 未満でひび割れ荷重に達さない場合はひび割れ荷重時の部材角を初回の制御部材角とした。図 3-41に部材角 0.05% 未満でひび割れ荷重に達した場合の荷重履歴を示す。

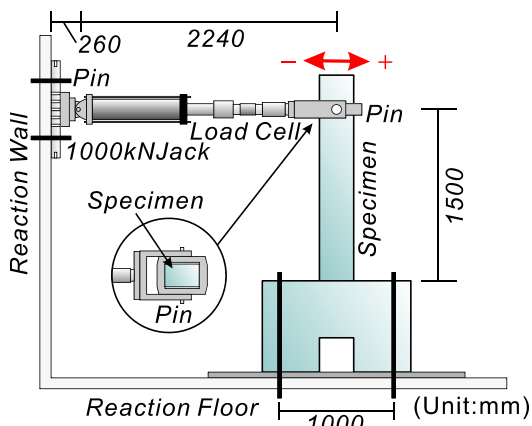


図 3-40 片持ち梁試験体荷重装置

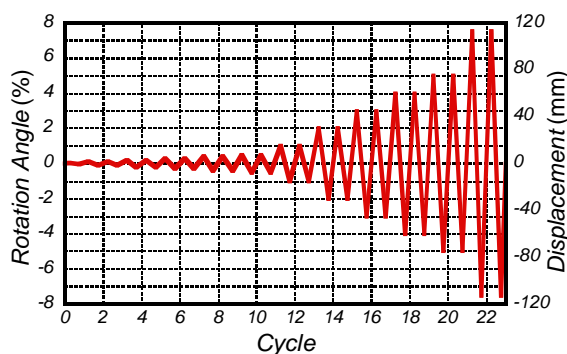


図 3-41 片持ち梁荷重履歴

⑤ 使用材料特性

実験に使用した各材料の力学的特性を表 3-39～表 3-41に示す。また、材料試験で得られた応力-ひずみ曲線を図 3-42～図 3-44に示す。

表 3-39 鉄筋の材料特性

呼び名	降伏強度 f_y (MPa)				引張強度 f_u (MPa)				弾性係数 E_s (GPa)			
	No. 1	No. 2	No. 3	平均	No. 1	No. 2	No. 3	平均	No. 1	No. 2	No. 3	平均
D6 (SD295)	376.2	371.4	363.3	370	523.2	518.5	515.3	519	174.7	175.9	168.1	173
D10 (SD295)	374.6	379.4	377.8	377	508.9	510.3	513.1	511	157.9	183.6	171.9	171
D19 (SD295)	346.0	348.6	341.2	346	540.3	539.6	535.8	539	168.3	148.4	150.4	159

試験方法は JIS Z2241 による

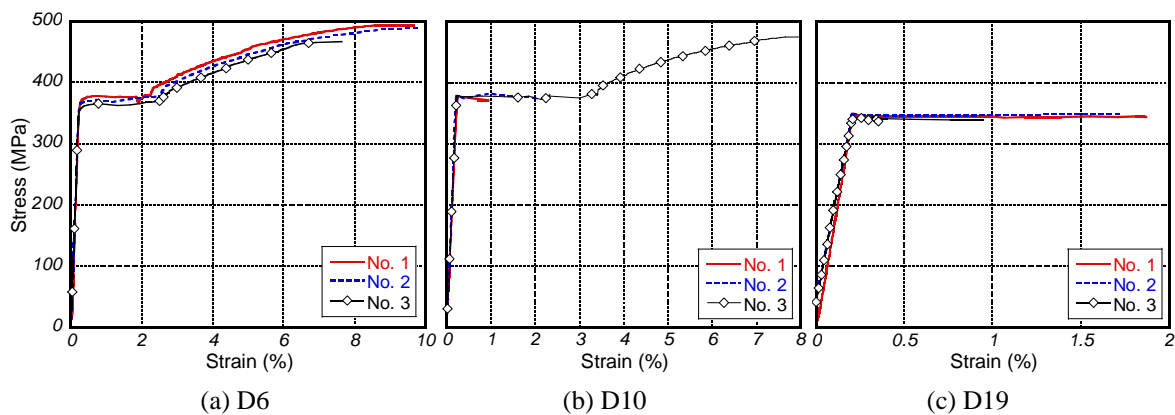


図 3-42 鉄筋引張試験 応力-ひずみ曲線

表 3-40 コンクリートの材料特性

部材	圧縮強度 f'_c (MPa)				割裂引張強度 f_t (MPa)				1/3 f'_c 割線弾性係数 E_c (GPa)			
	No. 1	No. 2	No. 3	平均	No. 1	No. 2	No. 3	平均	No. 1	No. 2	No. 3	平均
梁	52.8	52.2	50.5	51.8	3.2	3.1	3.1	3.1	26.5	30.4	28.3	28.4
スタブ	57.5	58.7	64.6	60.3	2.7	2.7	2.6	2.7	30.6	31.1	31.2	31.0

試験方法は JIS A1108 による

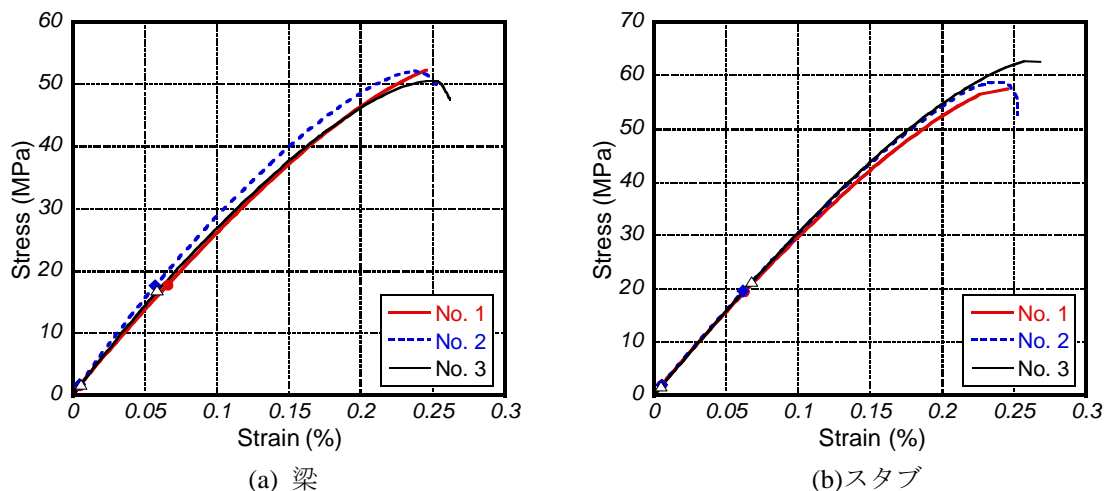


図 3-43 コンクリート圧縮試験 応力-ひずみ曲線

表 3-41 目地モルタル・グラウトの材料特性

	圧縮強度 (MPa)			
	No. 1	No. 2	No. 3	平均
目地モルタル	46.7	54.9	46.7	49.4
グラウト	48.0	44.3	44.0	45.4

$\phi 50 \times 100$ mm の供試体を用い、試験方法は JIS A1108 に準じる

表 3-42 より線の材料特性

呼び名	使用試験体	断面積 (mm ²)	降伏強度* (MPa)	引張強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
低強度鋼素線 5.1mm	GCS-H3L4 GCS-H1L6	20.1	540	604	190
普通より線 SWPR7B 15.2mm	BOND UNBOND	138.7	1774	2718	191
高強度鋼素線 5.1mm	GCS-H3L4 GCS-H1L6	20.1	2111	2331	194

*降伏強度は 0.2% オフセット時の値

より線	断面積 (mm ²)	低強度鋼素線 降伏時の強度* (MPa)	高強度鋼素線 降伏時の強度* (MPa)	弾性係数 (GPa)
GCS-H3L4	140.7	540	1213	192
GCS-H1L6	140.7	540	765	191

*各素線降伏時の引張荷重を断面積で除したのもの

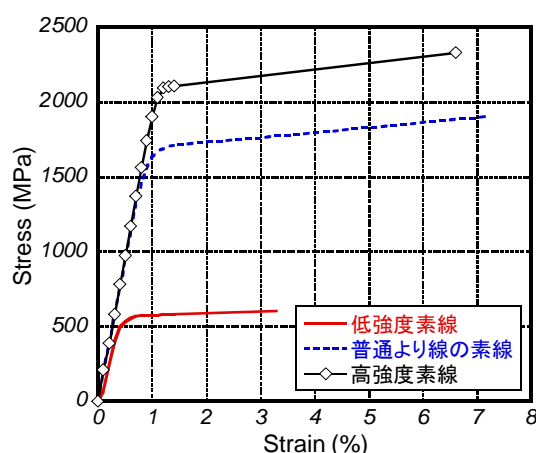


図 3-44 より線引張試験 応力-ひずみ曲線

⑥ 実験結果

○ 荷重-部材角関係

図 3-45および図 3-46に各試験体の荷重-部材角関係を示す。試験体 H1L6 は他の 4 体に比べてやや残留変形が大きかったが、他の試験体では残留変形は非常に小さく抑制された。ただし UNBOND 以外の試験体は製作時にグラウトが不確実であり、より線が早期に付着劣化を生じてアンボンド化したため想定よりも良い復元性を示した可能性がある。試験体 H1L6 は $R = +3.0\%$ へ向かう第 1 サイクル時に、引張側緊張材の端部くさび部分で低強度鋼素線が破断して大きな耐力低下を生じたため、除荷後、負側へ押し切りとした。その際、 $R = -3.6\%$ で正側載荷時と同様に低強度鋼素線の破断を経験し、ここで載荷を終了した。

最大耐力経験後の耐力劣化は、H1L6 以外ではいずれも小さく靱性のある性状を示した。 $R = 7.5\%$ 時の水平耐力は、H1L6 を除き概ね 30kN (曲げモーメント換算 45kN・m) 前後であり、ピーク時に比べて 70~80% 程度の耐力を維持した。

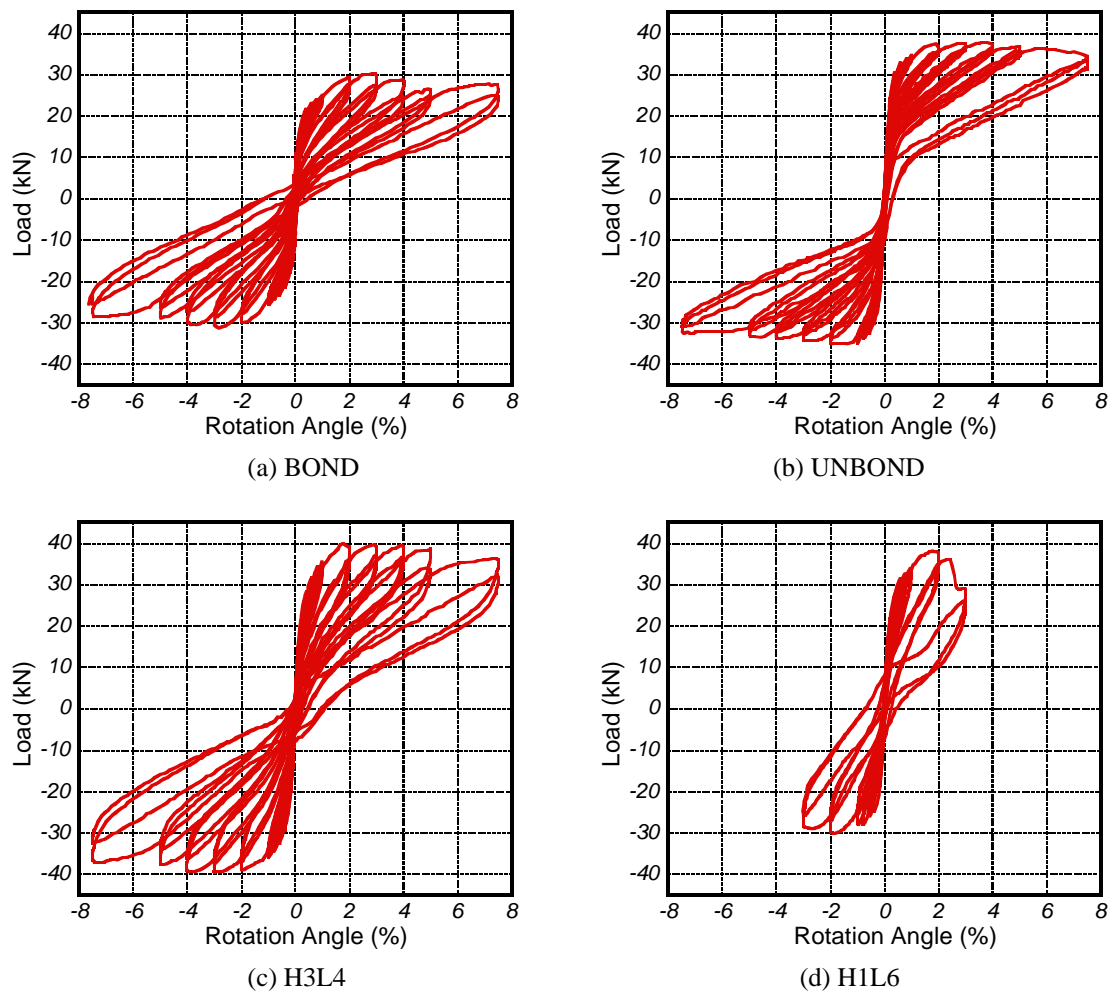


図 3-45 片持ち梁荷重-部材角関係 (載荷終了時まで)

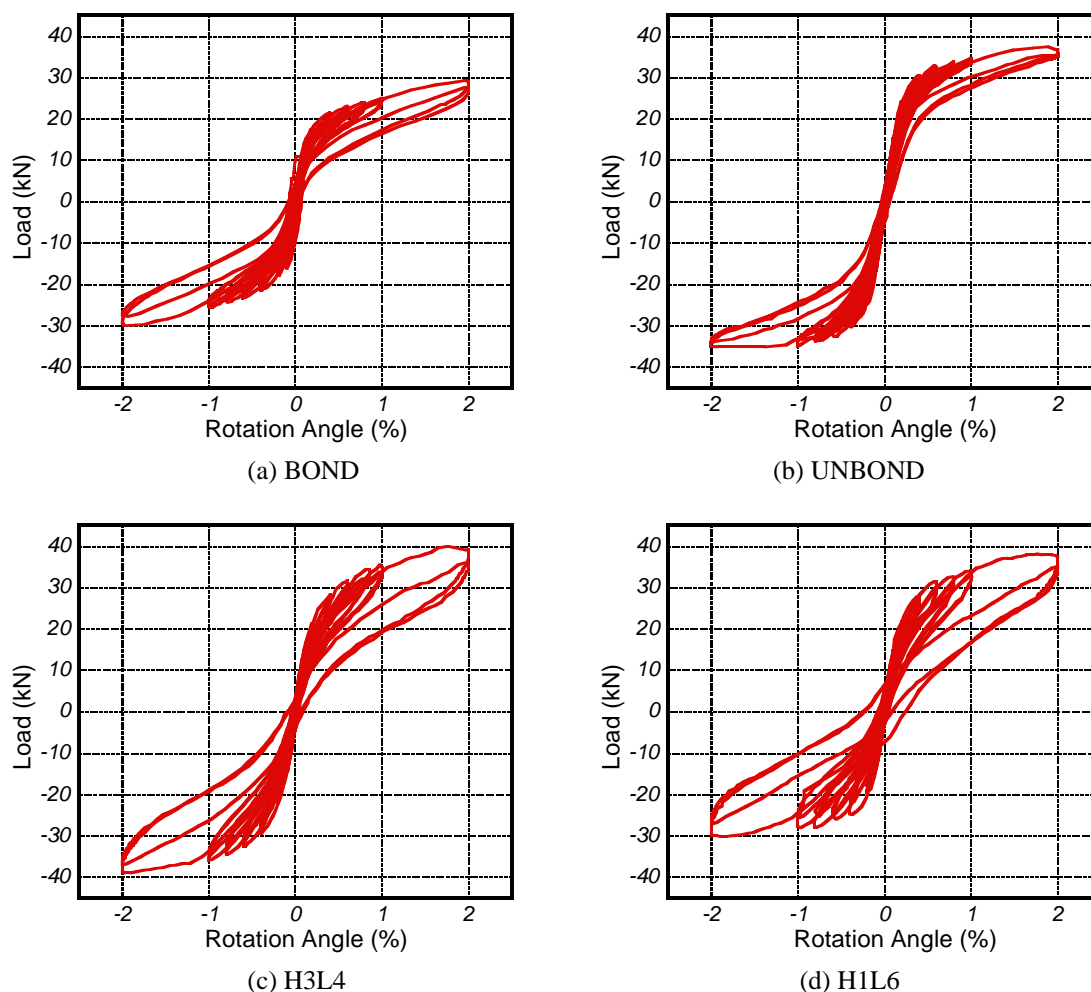
図 3-46 片持ち梁荷重-部材角関係 ($R = 2.0\%$ まで)

表 3-43に各試験体の最大水平耐力およびその際の部材角を示す。試験体 HIL6 のみ緊張材の破断により正負の最大耐力に差が生じたが、他の試験体は正負でほぼ同じ耐力を示した。UNBOND, H3L4 および HIL6 は $R = 2.0\%$ サイクル時に、BOND は $R = 3.0\%$ サイクル時に最大耐力を経験した。最大耐力は全試験体で概ね等しくなるよう設計したが（設計コンクリート強度 36 MPa）、実験時コンクリート強度が表 3-40に示すように設計値よりかなり高かったため、試験体間で曲げ強度に差が生じた。そこで、式 3-36に実強度を用いた曲げ耐力計算結果を表 3-40に併せて示す。また、試験体製作時にグラウト作業が難航したため、付着ありの試験体においてもグラウト不良により終局時には PC 鋼材がいくらかアンボンド化していたとの仮定に基づいて、PC 鋼材の引張応力度を式 3-37の「付着あり」と「アンボンド」の場合の中間値 $\sigma_{pu} = 0.50\sigma_{pe} + 0.50\sigma_{py}$ とした結果を、PC 鋼材張力を補正した値として表 3-40に示す。なお、PC 鋼材初期導入力は載荷開始直前の値（表 3-44）を用いた。付着が良好であった試験体は「コンクリート実強度」、付着不良の試験体は「PC 鋼材張力補正」が実験結果と近い値となり、最大耐力は式 3-36により予測できることが示された。

表 3-43 最大荷重および部材角

試験体	部材角 (%)	最大荷重 (kN)	最大荷重予測値 (kN)		
			コンクリート設計強度	コンクリート実強度	PC 鋼材張力補正
BOND	2.95	30.2	33.5	33.5	27.2
	-2.81	-31.3			
UNBOND	3.78	37.7	32.0	30.7	30.7
	-1.93	-35.2			
H3L4	1.76	39.9	37.7	37.6	35.3
	-3.95	-39.4			
H1L6	1.77	38.0	34.6	32.8	24.5
	-1.88	-30.1			

表 3-44 PC 鋼材の初期導入力

試験体	PC 鋼材初期導入力(kN)	
	設計に用いた値	実験時の計測値
BOND	100	97.9
UNBOND	190	182.7
H3L4	80	84.9
H1L6	75	45.9

○ より線の挙動

図 3-47により線のひずみ-部材角関係を示す。UNBOND のみ、より線端部に設置したロードセルの測定結果よりひずみ履歴を算出した。その他の試験体はより線の危険断面位置（梁-スタブ間圧着接合面）に貼付したひずみゲージ測定値を用いた。試験体 BOND および UNBOND のより線は $R = 7.5\%$ サイクル以前には降伏しなかった。H3L4 および H1L6 では部材変形の比較的小さい段階で低強度鋼素線が降伏し、これによりエネルギー消費性能が向上したことが裏付けられた。特に H3L4 では高強度鋼素線（降伏時ひずみ $\epsilon_y = 1.06\%$ ）は載荷終了まで未降伏であり、混合より線が想定どおり低強度鋼素線は降伏し、高強度鋼素線は未降伏の挙動をしたことが確認された。H1L6 も同様に想定どおりのより線挙動が実現できたと考えられるが、高強度鋼素線は図 3-35(b)に示したように 7 本よりの芯線であるためひずみゲージが貼付できず、ひずみの確認はできなかった。

図 3-48により線の張力-部材角関係を示す。混合より線を用いた試験体については、高強度鋼素線と低強度鋼側線の負担張力を分離して示した。張力の算出には図 3-47に示したひずみ履歴を用い、高強度素線はひずみ測定値に断面積とヤング係数を乗じて求めた。低強度鋼素線は完全弾塑性の応力-ひずみ関係を仮定し、図 3-47で得られたひずみ履歴から応力を逐次算出して断面積を乗じた。H3L4 および H1L6 では低強度鋼素線が引張側のみで降伏し、主に第 1 サイクルでエネルギー消費を行う面積の大きな履歴を描いていることがわかる。

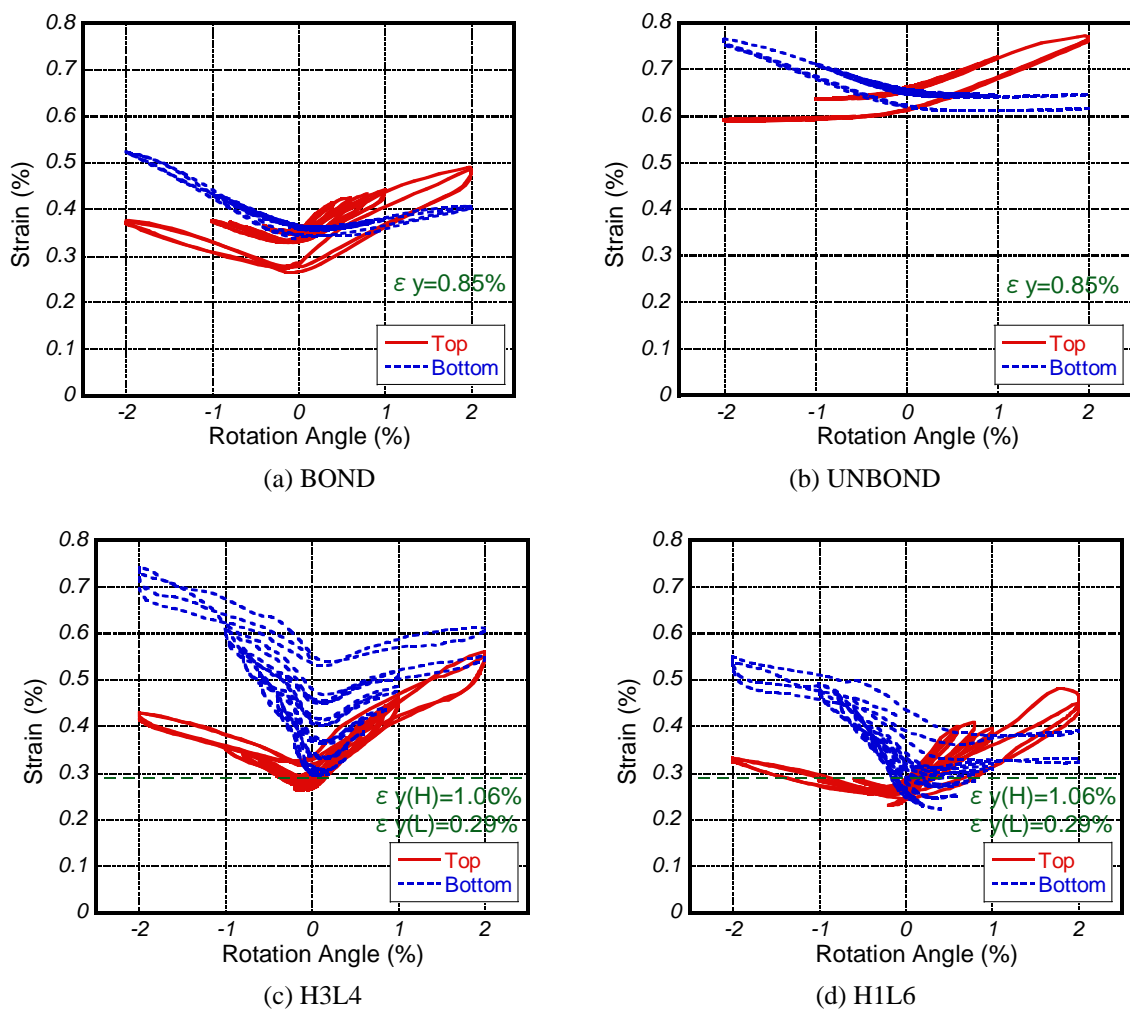


図 3-47 片持ち梁 PC より線ひずみ-部材角関係 ($R = 2.0\%$ まで)

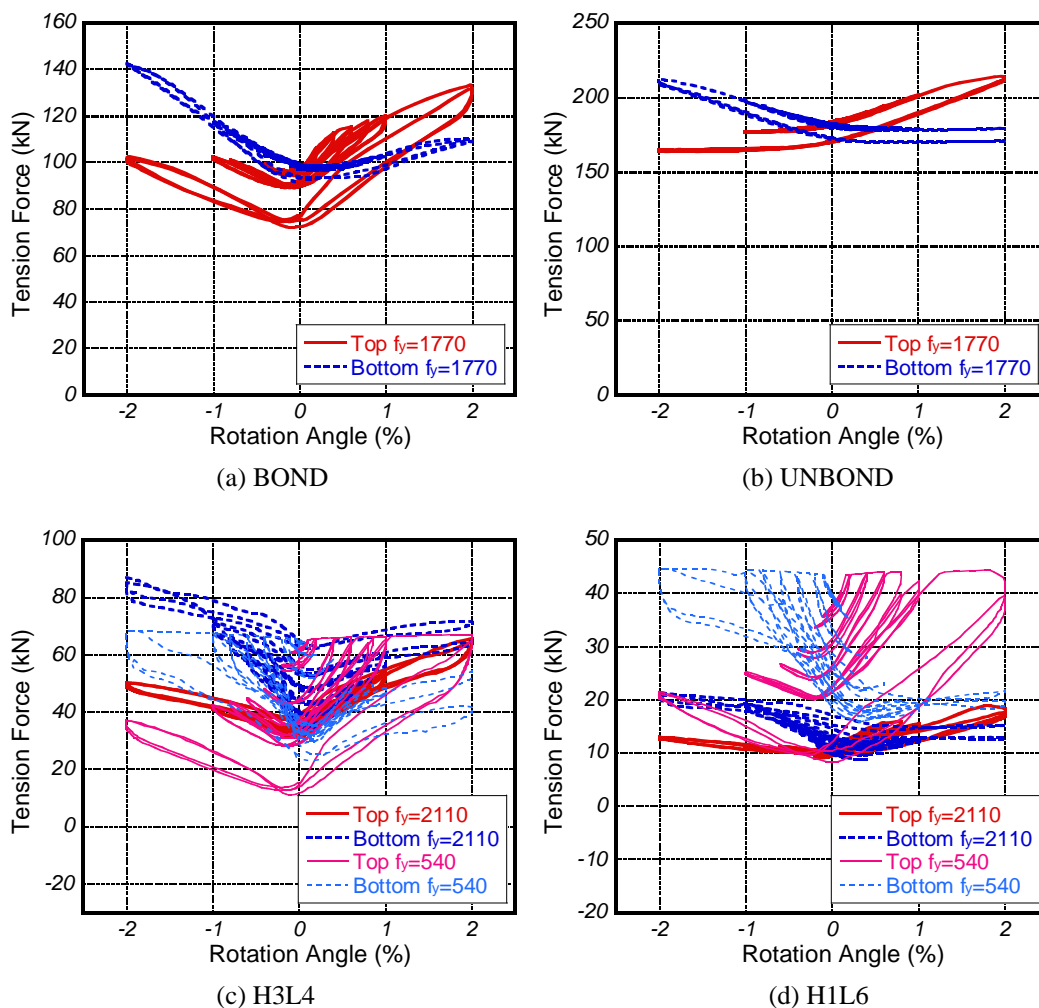


図 3-48 片持ち梁 PC より線張力一部材角関係 ($R = 2.0\%$ まで)

○ 等価粘性減衰定数

図 3-49に履歴ループ面積から算出した等価粘性減衰定数 h_{eq} を示す。一般に h_{eq} は定常サイクルとなる 2 回目以降のサイクルで議論されるが、混合より線を用いる部材は主に第 1 サイクルで大きなエネルギーを消費する構造システムであり、実験結果も第 1 サイクル (図 3-49(a)) では、第 2 サイクル (図 3-49 (b)) の 2 倍程度の h_{eq} を示した。以下では第 1 サイクルについて議論を進める。

H1L6 は非常に大きな h_{eq} を示したが、荷重一部材角関係の項で述べたように $R = 3.0\%$ 時に低強度鋼素線が破断した。試験体 H3L4 では $R = 0.2 \sim 0.4\%$, H1L6 では $R = 0.2 \sim 0.6\%$ の区間で h_{eq} が増加傾向にあるが、その後減少している。これは試験体製作時のグラウト不良によってより線が早期に付着劣化を生じ、十分なひずみ変化が与えられなかったためと考えられ、より線の付着が適切であれば、 $R = 0.4\%$ 以降も h_{eq} が増加した可能性がある。いずれの混合より線を用いた試験体も、 $R = 2.0\%$ 時には、H1L6 は約 12 % , H3L4 は約 8 % の h_{eq} を示し、BOND の h_{eq} を上回った。これら 2 種の混合より線を用いたことで、エネルギー消費能力が改善されたと言える。

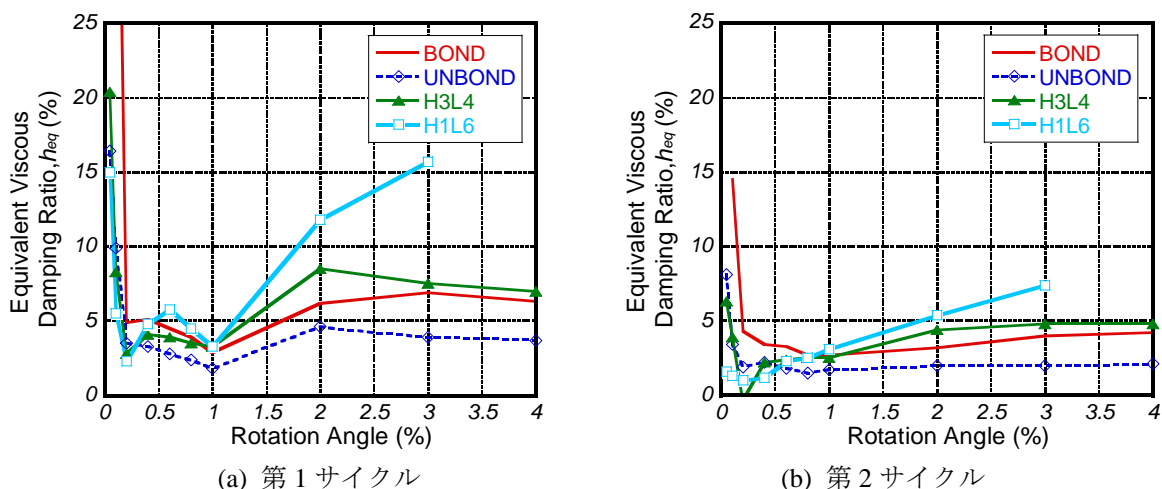


図 3-49 片持ち梁等価粘性減衰定数

○ 残留変形率

図 3-50に残留変形率-部材角関係を示す。残留変形に関してはサイクルによる差がなかったため、第2サイクルの結果のみを示す。残留変形率 r_d は、式 3-39より算出した。

$$r_d = \frac{R_r^+ - R_r^-}{R_p^+ - R_p^-}$$

式 3-39

ここに、 R_r^+ 、 R_r^- ：正側および負側の残留変形角、 R_p^+ 、 R_p^- ：正側および負側の最大変形角。

いずれの試験体でも残留は抑制されたが、試験体 H1L6 のみ履歴復元力特性からも推測されるようにやや大きな残留変形率を示した。他の試験体は $r_d = 3.0\%$ 程度の値で残留変形を非常に良好に抑制した。特に試験体 H3L4 では前項で述べた h_{eq} が比較的大きかったにも関わらず、 r_d の値は BOND と同程度と十分小さく、エネルギー消費能力と復元性を兼ね備えた構造が実現できたと言える。

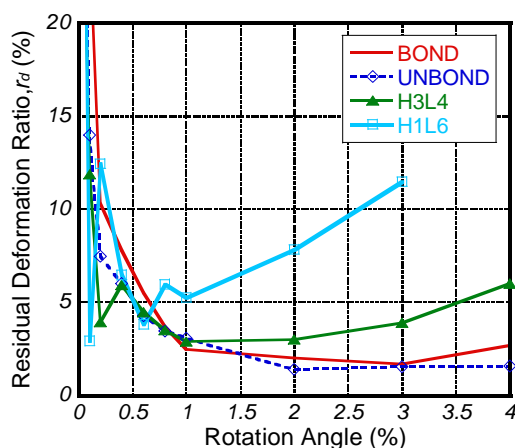


図 3-50 片持ち梁残留変形率

○ 終局時損傷状況

図 3-51に载荷終了時の損傷状況を示す。いずれの試験体もスタブ界面から 600~1000 mm 程度の範囲に 100 mm 程度の間隔で曲げひび割れが生じた。UNBOND でも少数のひび割れに変形が集中するような現象は見られなかった。ただし打設方向の影響により、梁上端が引張となる正載荷時に比較的多

くのひび割れを生じた。また、いずれの試験体でも $R = 0.4 \sim 0.8$ % 程度の変形時に梁の圧着部付近で材軸方向のひび割れが生じたが、このひび割れは圧縮による縦割れか、あるいは多くが圧縮側のより線位置に見られることから、付着割裂ひび割れであると推測される。付着割裂強度については次項で検討する。

いずれの試験体も目地が開き始めるとひび割れ幅は増加せず、新たなひび割れも生じなかった。以降の変形および損傷は目地部の開閉に集中し、 $R = 2.0 \sim 3.0$ % 時に圧縮縁コンクリートの剥離・剥落が生じた時点で最大耐力が観測された。試験体 H1L6 を除いて $R = 2.0$ % を越す大変形時にもコンクリートの圧壊以外に大きな損傷は生じず、設計で想定される変形範囲 ($R \leq 2.0$ % 程度) では大掛かりな補修を必要としない構造システムが実現可能であることが確認された。

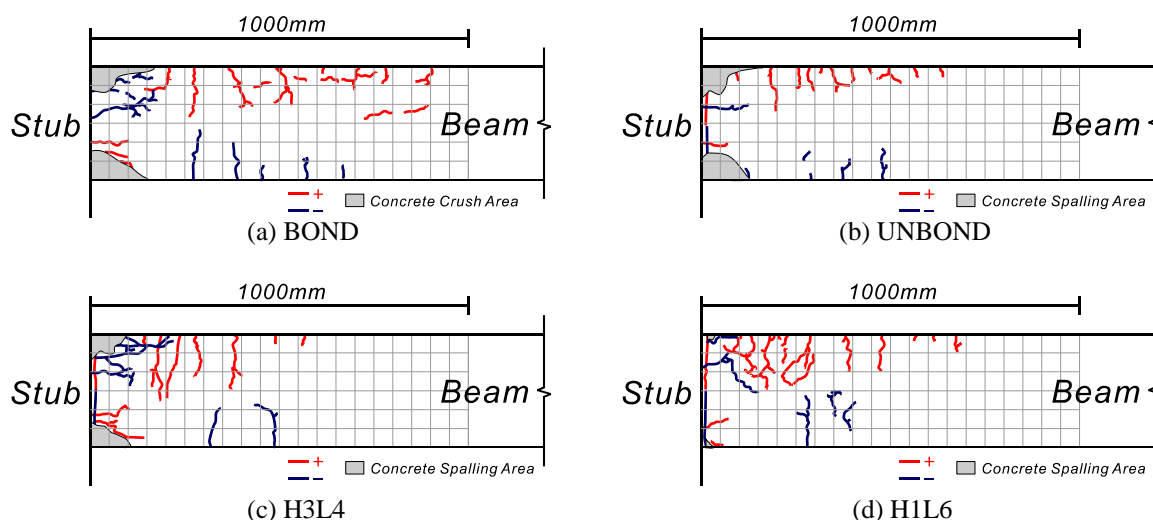


図 3-51 片持ち梁終局時損傷状況

○ 付着割裂に関する検討

梁の圧着部付近に発生した材軸方向のひび割れが付着割裂によるものかどうかを検討するため、靱性保証型指針^[3,13] pp.179~185 に従い、付着割裂強度を算定した。付着割裂の破壊モードは図 3-52 に示す 3 種に分類でき、本実験で生じた材軸方向のひび割れはサイドスプリット破壊と捉えることができる。

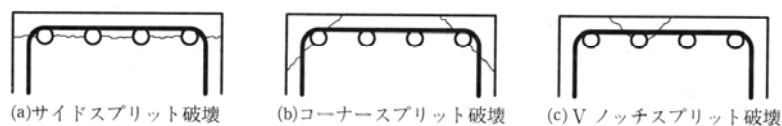


図 3-52 付着割裂の破壊モード

靱性保証型指針において、サイドスプリット破壊に対する付着割裂強度は以下の式で与えられる。

$$\tau_{cal} = \alpha_t \frac{(1.28b_{si} + 1.60)\sqrt{\sigma_B} + 7.8 \times 10^4 \gamma (b_{si} + 1) p_w (d_b / j_t)}{1 + 2.88 \times 10^4 \gamma (b_{si} + 1) p_w (d_b / j_t) / \sqrt{\sigma_B}}$$

式 3-40

ただし、 α_t は水平上端筋に対する付着強度低減率、 b_{si} は割裂線長さ比、 γ は横補強筋の有効係数で、それぞれ以下の式で与えられる。

$$\begin{aligned} \alpha_i &= 0.75 + \sigma_B / 400 && \text{(梁の上端主筋)} \\ &= 1 && \text{(上記以外の主筋)} \\ b_{si} &= (b - N_1 d_b) / (N_1 d_b) \\ \gamma &= (0.19 + 0.16 N_w / N_1) \end{aligned}$$

式 3-41

その他の記号は以下のとおり。 σ_B ：コンクリートの圧縮強度(kgf/cm²)， p_w ：横補強筋比 (= $a_w / (b \cdot s)$)， a_w ：1組のせん断補強筋の断面積(cm²)， b ：断面の幅(cm)， s ：横補強筋間隔(cm)， d_b ：主筋径(cm)， j_i ：梁または柱の主筋中心間の距離(cm)， N_1 ：1段目主筋の本数， N_w ：一組の横補強筋の足の数。

D10の組立筋は応力を負担しないとすると、PC鋼より線が1段目主筋に当たり、各試験体における付着割裂強度は表 3-45のようになる。また、PC鋼より線の付着強度を是永らの提案式(式 3-42)より算定し、同表に示す。

$$\begin{aligned} S_y &= 2.88 \times 10^{-3} \tau_y \times \phi \\ \tau_y &= 0.602 \alpha \times ({}_G\sigma_B)^{1/2} \end{aligned}$$

式 3-42

ここに、 ϕ ：鋼材径(より線の公称径)(mm)， α ：より線の形状による係数で、 $\alpha = 1.0$ (7本より線)， $\alpha = 1.17$ (19本より線)， ${}_G\sigma_B$ ：グラウト材強度(MPa)。

付着強度は付着割裂強度を上回っており、材軸方向のひび割れが付着割裂によるものであるという推測と矛盾しない。ただし、式 3-40による付着割裂強度は異形鉄筋を対象とした実験から提案されたものであること、表 3-45の算定値はより線に基づき算出したが、シースの影響を考慮していないこと、付着がないUNBOND試験体においても他の3体と同様の材軸方向のひび割れが見られること、などから、圧縮による縦割れである可能性も依然残されている。

表 3-45 付着割裂強度算定結果

試験体	付着割裂強度 (MPa)	付着強度 (MPa)
BOND	3.62	4.06
UNBOND	-	0
H3L4	2.91	4.06
H1L6	4.00	4.06

⑦ 片持ち梁載荷実験まとめ

以下に混合より線を緊張材として用いた片持ち梁の静的繰返し載荷実験において得られた知見をまとめる。

- (1) GCS-H3L4を用いた試験体は、普通より線を用いた試験体と同程度に残留変形を抑制しながら、部材角 $R = 2.0\%$ 時に9%程度の等価粘性減衰定数 h_{eq} を示した。より線の付着が完全であれば、より大きなエネルギーを消費できた可能性がある。
- (2) GCS-H1L6を用いた試験体は、 $R = 2.0\%$ 時に12%程度の大きな h_{eq} を示したが、 $R = 3.0\%$ 付近でより線の破断を生じた。残留変形角率 r_d は他の試験体よりも大きかったが、通常のRC構造よりはるかに小さく抑えられた。
- (3) 混合より線は、低強度鋼素線が降伏し高強度鋼素線が未降伏の範囲で、想定どおりに挙動させることができた。

- (4) いずれの試験体でも大変形時までコンクリートには甚大な損傷が発生せず、修復不要の構造物を実現できることが確認された。より線をアンボンドとした場合でも目地以外のひび割れに変形が集中し危険な破壊性状となることはなかった。

以上より、混合より線を緊張材として用いることで目標とするフラッグシェイプ履歴が実現できることが確認され、地震後の機能維持・超早期復旧可能な構造形式が実現できる。

3.4 まとめ

復元性とエネルギー消費を両立させた構造形式として、(1)圧着型 PCaPC 架構に、波形鋼板を用いたせん断型ダンパーを組み込んだ構造形式、および(2)圧着型 PCaPC 架構の緊張材として混合より線を用いた構造形式の2種を提案し、(1)については門型架構、(2)については片持ち梁試験体を用いた静的載荷実験により、いずれの構造形式においてもフラッグシェイプの履歴が実現できることを示した。ただし、(1)については波形鋼板ダンパーの負担水平荷重割合が大きな場合に残留変形が過大になる傾向が見られた。また、(2)については混合より線の構成および配置が履歴復元力特性に大きな影響を与えることがわかった。

建築物への具体的な適用に関して、(1)については、ダンパーが効果を発揮するには架構のせん断変形が卓越すること望ましいことから、特に中・低層建物において下層階にダンパーを組み込んだ建物が適していると考えられる。波形鋼板ダンパーのエネルギー消費性能は比較的大きいことから、ダンパー付建物として計画・設計を行えば良い。ただしその際、梁が回転変形し、ダンパーに生じるせん断変形量が架構の層間変形に対して小さくなる可能性に留意すべきである。一方(2)については、エネルギー消費性能が PCa 部材間目地部の開閉量に依存することから、短スパン部材に PC 鋼材位置の偏心量を大きくとって配置するのが最も効率が良いと考えられ、短スパン梁や柱脚での使用における効果を期待できる。ただし混合より線単体では、建物の地震時応答を大きく低減できるほどのエネルギー消費性能が得られない可能性があり、他のダンパー類と併用するか、あるいはダンパーなしの建物として設計し、混合より線による付加的な減衰効果を期待するという使い方が想定される。

いずれにおいても、設計時に架構の復元性とエネルギー消費性能を適切に予測し、性能を両立させることが必要であり、次章では提案した構造形式の設計手法確立に向けて、架構全体および PC 鋼材等の構成要素の挙動を精度良く予測可能なモデルの構築を行う。

3.5 参考文献

- [3.1] Priestley, M.J.N. (1996). "The PRESSS Program Current Status and Proposed Plans for Phase III", PCI Journal, Vol. 41, No. 2, 22-40
- [3.2] Priestley, M.J.N., Sritharan, S., Conley, J. R. and Pampanin, S. (1999). "Preliminary Results and Conclusions from the PRESSS Five-Storey Precast Concrete Test-Building," PCI Journal, Vol. 44, No. 6, 42-67
- [3.3] Mo, Y.L. and Perng, S.F. (2000). "Hybrid RC Frame-Steel Wall Systems", ACI International, SP-196, 189-213
- [3.4] 帖佐和人, 柏井康彦, 市岡有香子, 河野進: 波形鋼板を耐震壁として利用した RC 門型架構の力学性状に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 29, No. 3, pp. 295-300, 2007.
- [3.5] 日本建築学会: 各種合成構造設計指針・同解説, 1985.
- [3.6] 山崎正直: 波形鋼板ウェブの座屈耐荷力, 構造工学論文集, Vol. 47A, 日本建築学会, pp. 19-26, 2001.
- [3.7] 土木学会: 座屈設計ガイドライン, pp. 204-207, 1987.
- [3.8] Bleich, F. (1952). "Buckling Strength of Metal Structures", Engineering Society Monographs, Mc-GRAW-HILL, 390-399
- [3.9] Easley, J.T. (1975). "Buckling Formulas for Corrugated Metal Shear Diaphragms", Journal of the Structural Division Proc. of ASCE, Vol. 101, ST7, 1403-1417
- [3.10] 菅田昌宏, 太田義弘, 岡本晴彦, 東端泰夫: プレキャストコンクリート・アンボンド PC 圧着部の曲げ性状に及ぼす圧縮部補強の効果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造 IV, pp. 1005-1006, 2000.
- [3.11] 日本建築学会: プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説, 1998.
- [3.12] ACI Committee 318 (2005). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI318-05) and Commentary (ACI318R-05)*, American Concrete Institute
- [3.13] 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1997.
- [3.14] 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 - 許容応力度設計法 -, 2000.
- [3.15] 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, I 共通編 II 鋼橋編, 2002.
- [3.16] 井上一朗: 建築鋼構造の理論と設計: 京都大学学術出版, 2003.
- [3.17] 丹羽幸彦, 渡辺史夫, 西山峰広, 六車熙: エネルギー消費型プレキャスト柱梁圧着接合法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C, 構造 II, pp. 535-536, 1993.
- [3.18] 西山峰広, 丹羽幸彦, 渡辺史夫, 江陸敏, 六車熙: 混合ストランドを用いたプレキャスト圧着接合部骨組の履歴性状, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C, 構造 II, pp. 1035-1036, 1994.
- [3.19] Popovics, S. (1973). "A numerical approach to the complete stress strain curve for concrete", Cement and concrete research, Vol. 3, No. 5, 583-599
- [3.20] 日本建築学会: プレストレスト鉄筋コンクリート (III 種 PC) 構造設計・施工指針・同解説, pp.63, 2003.

4 圧着型 PCaPC 部材解析モデルの構築

4.1 はじめに

PC 構造の地震時挙動予測において、PC 鋼材の付着すべりが生じる場合（または PC 鋼材をアンボンドとする場合）には、平面保持の仮定が成立しないことが解析上の問題となる。特に圧着型 PCaPC 構造では、圧着接合面の離間に伴い PC 鋼材の抜け出しが生じるため、PC 鋼材のひずみは平面保持の仮定による計算値とは大きく異なるものとなるが、PC 鋼材の抜け出し量や付着劣化範囲は付着特性や載荷方向に依存して変化し、評価が容易でない。また、離間した目地部の回転が部材の変形に与える影響が非常に大きく、部材または架構の挙動を予測するにはこれらの挙動を精度良く算定できるモデルが必要となる。特に、本研究で提案する混合より線を配した PCaPC 架構においては、素線降伏後の張力劣化がひずみに大きく依存するため、圧着接合面での伸び出しに伴うより線のひずみを精度良く評価することが、架構の挙動予測において非常に重要である。

圧着接合面の離間と PC 鋼材の伸び出しを考慮したモデルとしては、2 章に述べたように、中塚・菅田ら^{[4.1], [4.2], [4.3]}により圧着接合面の離間に伴う部材の回転を考慮したモデルが提案されている。このモデル中では、PC 鋼材のひずみは付着特性に基づく分布を仮定して考慮されていたが、分布形状は載荷方向に関わらず一定であった。これに対し、圧着関節工法の計算モデル^[4.4]では、加力時と除荷時で異なる PC 鋼材のひずみ分布形状を仮定し、圧着接合面でのひずみをより精度良く予測する手法が示された。しかしいずれのモデルにおいても、圧縮縁におけるコンクリートのひずみと縮み量の関係付けが実験（または FEM 解析）結果に依っていると問題点がある。また繰り返し載荷に関して、圧着関節工法の計算モデルは基準履歴に基づくモーメント-回転角関係を得る手法であるため、PC 鋼材の張力変化を逐次追うことはできず、中塚・菅田らのモデルでは逐次計算が可能であるが、PC 鋼材のひずみ分布特性が実挙動と異なっている。

本研究では、まず4.2節で解析の精度に大きく影響するより線の付着すべり挙動に関して、足立ら^[4.5]により提案された付着応力-すべり量モデルを修正し、ランダムな繰り返し載荷に対応できるモデルを構築した。次いで4.3節で、混合より線を緊張材とする片持ち梁を対象に、圧着接合面の離間と付着すべり挙動を模擬した FEM 解析モデルを用いて、繰り返し載荷時のより線やコンクリート等の部材構成要素の挙動を明らかにした。最後に4.4節で、FEM モデルに基づき、目地部の開閉挙動に伴うより線の抜け出しとひずみ履歴を模擬可能な部材端回転パネモデルを構築し、実験結果と比較して地震時挙動予測に用いるのに十分な精度があることを確認した。

4.2 PC 鋼より線付着モデルの構築

ここでは、圧着型PCaPC構造の挙動に大きく影響するPC鋼材の付着すべり挙動を模擬するために、PCより線を対象に構築した付着応力-すべり量関係モデルについて述べる。本研究で対象とするエネルギー消費機構を付加したPCaPC構造では、その履歴によるエネルギー消費性能と復元性が問題となるため、繰り返し载荷時の挙動を精度良く予測する必要がある。そのため、解析における付着挙動のモデルも繰り返し载荷に対応できるものを用いる必要があり、筆者は足立ら^[4,5]によって提案された付着応力-すべり量関係繰り返しモデルを修正して、ランダムな繰り返し载荷に対してもそれまでのすべり量履歴から付着応力を算出できるモデルを構築した。

4.2.1 足立らの付着モデル概要

2章で述べたように、足立ら^[4,5]は森田・角^[4,6]による普通鉄筋を対象とした付着強度-すべりモデルを変更し、PCより線を対象に付着応力-すべり量モデル(図4-1)を提案した。以下に足立らのモデルの概要をまとめる。

○ モデルの適用範囲

足立らはPC鋼より線をコンクリートブロックに埋め込んだ試験体を製作し、载荷履歴を主な実験変数とした引き抜き実験を行った。試験体に用いたPC鋼より線は7本より12.7mmのもののみであり、表4-1に示すように、コンクリートは圧縮強度36.7MPaのもの1種類、グラウトは29.0MPaと44.8MPaの2種類である。従ってモデルの適用範囲は、少なくとも以下を含むと言える。

- ・ PC鋼より線：7本より12.7mm
- ・ コンクリートおよびグラウト圧縮強度：30～45MPa

表 4-1 足立らの付着実験使用材料特性

	コンクリート	グラウト1	グラウト2	PC鋼より線 SWPR7B 12.7 mm	
圧縮強度 f'_c (MPa)	36.7	29.0	44.8	公称断面積 A_p (mm ²)	98.71
割裂引張強度 f_t (MPa)	2.92	1.93	2.52	0.2%オフセット 降伏応力 f_y (MPa)	1820
1/3 f'_c 割線弾性 係数 E_c (GPa)	24.5	14.1	15.6	引張強度 f_u (MPa)	1930
				ヤング係数 E_p (GPa)	228

○ 繰り返し履歴に対応したPC鋼より線の付着-すべりモデル

足立らのモデルにおける付着応力-すべり量履歴モデルは、以下のように定義される。

- (1) 単調(または初回サイクル)加力時は、図4-1(a)に示すように付着応力は一旦 τ_y まで上昇し(この時のすべり量は S_{τ_y})、その後点A($6S_{\tau_y}$, $0.65\tau_y$)まで低下した後、点B($50S_{\tau_y}$, τ_y)を通る直線上を再度上昇する。

- (2) 繰り返し荷重時の履歴は、①「除荷域」、②「応力減少域」、③「応力一定域」、④「応力再上昇域」、⑤「繰り返し時包絡線上」の5つの範囲に分けることができる。
- (3) ①「除荷域」：荷重方向が反転するとまず、付着応力-すべり量関係は初期剛性と同一傾き F_y ($= \tau_y / S_{\tau y}$) の直線（除荷直線）となる。
- (4) ②「応力減少域」：除荷域での応力の大きさが、荷重方向反転時の付着応力 τ' に対して α 倍に達すると（図 4-1(c)）、付着応力-すべり量関係は除荷直線を離れ、応力の大きさは減少に転じる。応力減少域の傾きは、図 4-1(d)に示すように前サイクルでの応力減少開始点 τ' ((3)の τ' とは異なることに注意) の β 倍となる前サイクルの除荷直線上の点により規定される。
- (5) ③「応力一定域」：すべり量が前サイクルの最大-最小すべり量の4等分点（図 4-1(d)では $(3S_N + S_P)/4$ 。荷重方向が逆の時は $(S_N + 3S_P)/4$ ）に達すると、応力は一定となる。前サイクルの最大-最小すべり量の4等分点において、応力一定域は中央の2区間である。
- (6) ④「応力再上昇域」：応力一定区間を過ぎると、付着応力は前サイクルの応力再上昇時の最大応力に対し、 β 倍となる除荷直線上の点を通して再び上昇する。
- (7) ⑤「繰り返し時包絡線上」：応力再上昇域における直線が繰り返し時包絡線と交わる点以降は、付着応力-すべり量関係は繰り返し時包絡線に一致する（付着応力は初回荷重時を除き、繰り返し時包絡線を超えない）。

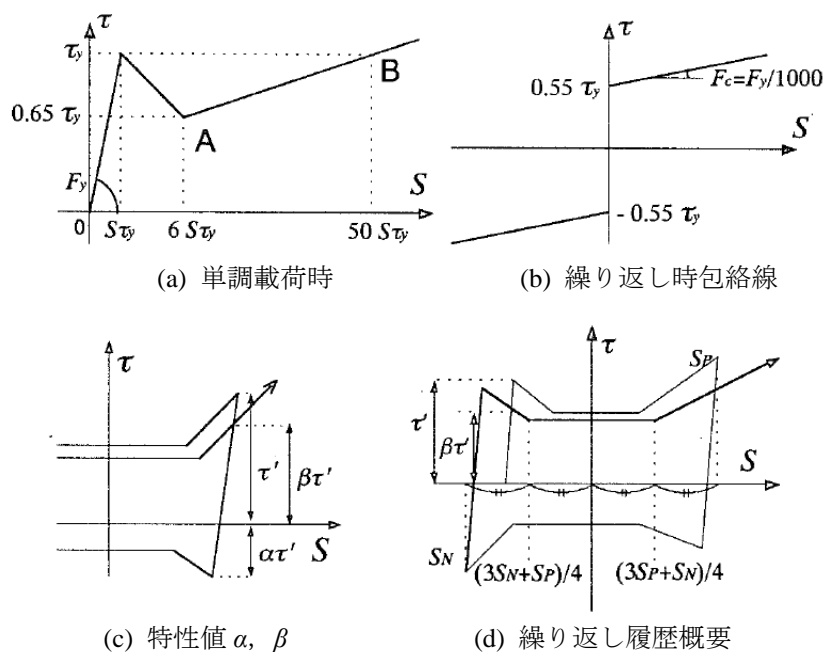


図 4-1 足立らの付着応力-すべり量モデル^[4,5]

図 4-2に実験結果との比較を示す。足立らの提案モデルは、繰り返し引き抜き試験時の付着応力-すべり量関係を比較的精度良く模擬している。

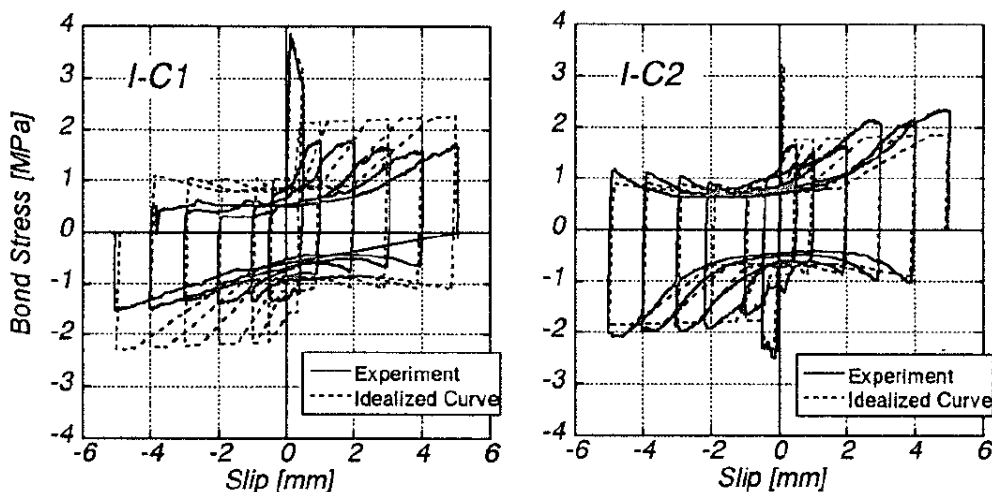


図 4-2 足立らの提案モデルと実験結果の比較^[4.5]

4.2.2 修正付着モデル

足立らのモデルを用いると、図 4-2に示すようにすべり量が漸増する場合の付着応力-すべり量繰り返し履歴を比較的精度良く模擬することができる。しかし、このモデルは新サイクルの履歴が前サイクルの最大応力およびすべり量に依存するため、ランダムな载荷履歴を与える場合においては以下の点が問題となり履歴が計算できない。

- (1) 初回のサイクルにおいて、すべり量が図 4-1(a)の A 点を超えずに反転する場合の履歴が定義されていない。また、A 点を超える場合でも、図 4-1(d)の繰り返し履歴定義では応力一定域が負方向载荷時の初期弾性範囲と交錯する場合がある。
- (2) 最大経験すべり量よりも小さなすべり量で载荷方向を反転する場合についての履歴が定義されていない。

そこで本研究では、どのような繰り返し履歴にも対応できるように足立らのモデルを修正した。足立らのモデルと異なるのは次の 2 点である。

スケルトンカーブを単調・繰り返し载荷に関わらず 1 つの線で表現した。それまでの最大経験すべり量に基づき「仮定サイクル」を設定することで、ランダムな繰り返し時にも履歴が決定できるようにした。

以下では修正したモデルについて詳述する。修正モデルの付着応力-すべり量関係を図 4-3に示す。

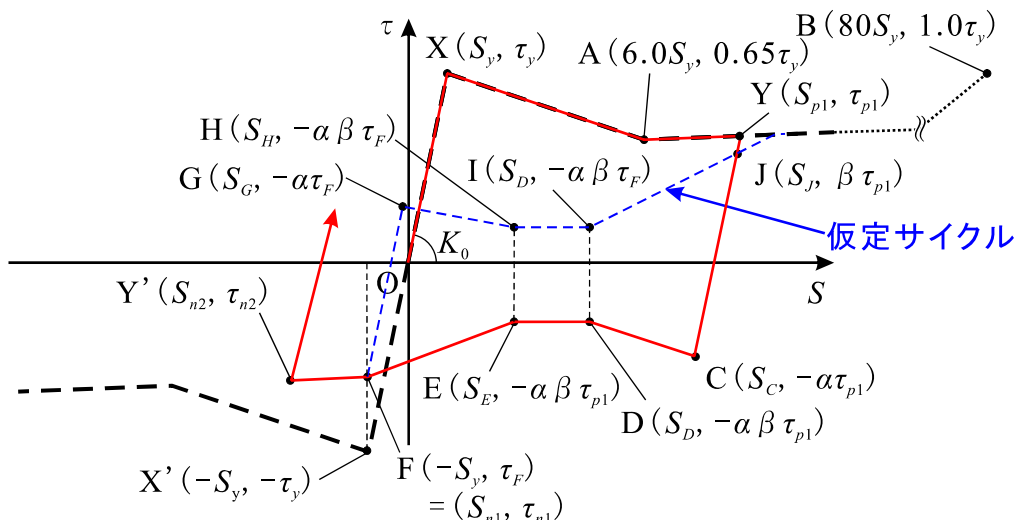


図 4-3 付着応力-すべり量関係修正モデル

[スケルトンカーブ]

修正モデルのスケルトンカーブは、原点・点 X (付着降伏点 (S_y, τ_y))・点 A (足立らのモデル (図 4-1(a)) の点 A と同じ $(6.0S_y, 0.65\tau_y)$)・点 B' (足立らのモデル点 B を修正した点 $(80S_y, 1.0\tau_y)$) を直線で結んだものとする。足立らのモデルにおいて第 3 折れ線 (A-B) の剛性を低下させることで、モデルが複雑になる繰り返し時の包絡線 (図 4-1(b)) は使用せず、载荷を通して 1 つのスケルトンカーブで表現できるものとした。

[繰り返し時の付着特性を定める係数]

係数 α , β とともに、式 4-1 に示すように足立らのモデルと同じ値を用いた。ただし、 β の計算に用いるすべり量は足立らのモデルでは前サイクルの最大すべり量であるのに対し、修正モデルでは当該サイクルまでの全サイクルにおける最大経験すべり量とした。

$$\begin{aligned} \alpha &= 0.45 \\ \beta &= 0.75 + 0.04 |S_{max}| \quad (|S_{max}| \leq 5(\text{mm}) \text{ のとき}) \\ \beta &= 0.95 \quad (|S_{max}| > 5(\text{mm}) \text{ のとき}) \end{aligned}$$

式 4-1

ここに、 S_{max} : 最大経験すべり量(mm)。

[繰り返し時の履歴]

繰り返し時の履歴は以下の①～⑤で定義した。なお、剛性変化点に関して、足立らは図 4-1(d) に示すように前サイクルの最大-最小すべり量の 4 等分点で定義していたが、修正モデルではモデルの適合性を上げるため 5 等分点 (中央の 2 点間で応力一定) に変更した (図 4-4)。

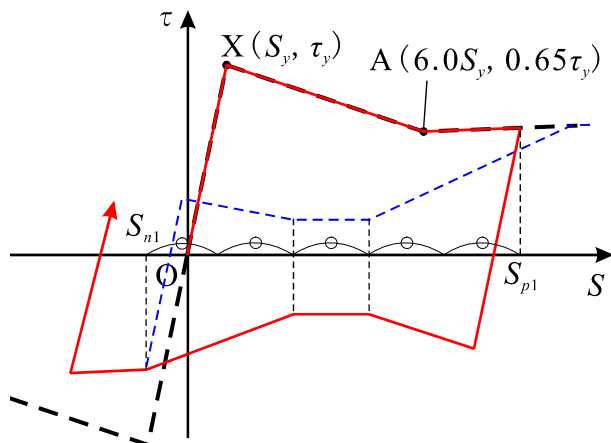


図 4-4 繰り返し時の 5 等分点

- ① 【载荷開始～】 载荷開始から降伏応力を経験するまでは，原点を通り初期剛性 $K_0 (= \tau_y / S_y)$ の直線上を移動する (図 4-3の $O \rightarrow X$)。
- ② 【反転 1 回目，第 1 サイクルの仮定】 降伏応力を経験後，すなわちすべり量が S_y を超えてから反転するときは，反転時のすべり量 S_{p1} および付着応力 τ_{p1} に基づき，初回サイクルの点 $C \sim J$ を以下のように仮定する。(図 4-3の $X \rightarrow Y \rightarrow C \rightarrow D \rightarrow E \rightarrow F \rightarrow G \rightarrow H \rightarrow I \rightarrow J$)

- ・ 点 $C(S_C, -\alpha\tau_{p1})$: $S_C = S_{p1} - (1 + \alpha) \tau_{p1} / K_0$
- ・ 点 $D(S_D, -\alpha\beta\tau_{p1})$: $S_D = (3S_{p1} + 2S_{n1}) / 5$ 。ただしここでは $S_{n1} = -S_y$ 。
- ・ 点 $E(S_E, -\alpha\beta\tau_{p1})$: $S_E = (2S_{p1} + 3S_{n1}) / 5$
- ・ 点 $F(-S_y, \tau_F)$: 点 F は負側のスケルトンカーブ第 3 折れ線 (A-B) の延長線，すなわち包絡線上で， x 座標が $-S_y$ となる点。
- ・ 点 $G(S_G, -\alpha\tau_F)$: $S_G = S_{n1} - (1 + \alpha) \tau_F / K_0$
- ・ 点 $H(S_H, -\alpha\beta\tau_F)$
- ・ 点 $I(S_D, -\alpha\beta\tau_F)$
- ・ 点 $J(S_J, \beta\tau_{p1})$: $S_J = S_{p1} - (1 - \beta) \tau_{p1} / K_0$

ただし， $C-D$ 間または $D-E$ 間で履歴が負方向の初期弾性直線 $O-X'$ と交わる場合は，交点以降は負方向の初期弾性直線と包絡線上を移動する (図 4-5)。また，点 C のすべり量が点 D のすべり量 ($S_D = (3S_{p1} + 2S_{n1}) / 5$) を下回る場合には，直線 $C-D$ の傾きを $-K_0$ として S_D を再計算する ($S_D = S_C - \alpha(1 - \beta) \tau_{p1} / K_0$)。

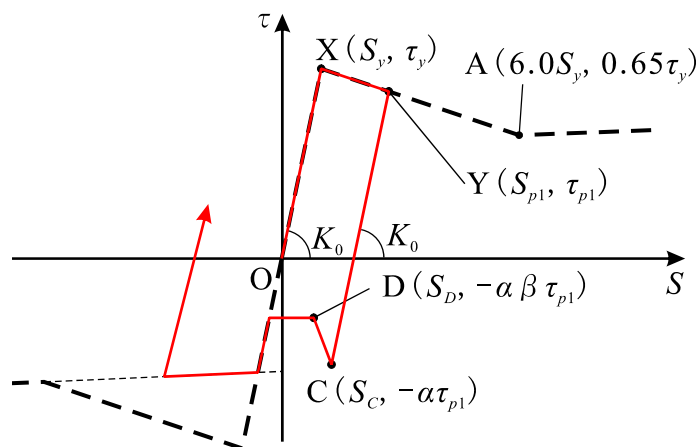


図 4-5 反転が早期に生じた場合

- ③ 【反転2回目以降(最大すべり量が更新される場合)】反転時のすべり量が点Fを超える場合は、②における点G~Jについて、 S_{n1} を反転時のすべり量に代えて第1サイクルを再仮定する。以後のサイクルでは、反転時の最大すべり量が更新されるごとにサイクルを仮定し直す。なおこのとき、正負いずれの側のサイクルでも応力再上昇後の履歴はスケルトンカーブを超えないものとする。(図4-3の $X \rightarrow Y \rightarrow C \rightarrow D \rightarrow E \rightarrow F \rightarrow Y'$)
- ④ 【反転2回目以降(最大すべり量が更新されない場合)】反転時のすべり量が点F(またはそれまでの最大経験すべり量)を超えない場合には、仮定サイクルを更新しない。傾き K_0 の除荷直線が仮定サイクルと交わった時点で、以降は仮定サイクル上を移動するものとする。(図4-6の $X \rightarrow Y' \rightarrow C \rightarrow D \rightarrow E \rightarrow F' \rightarrow G' \rightarrow H'$)

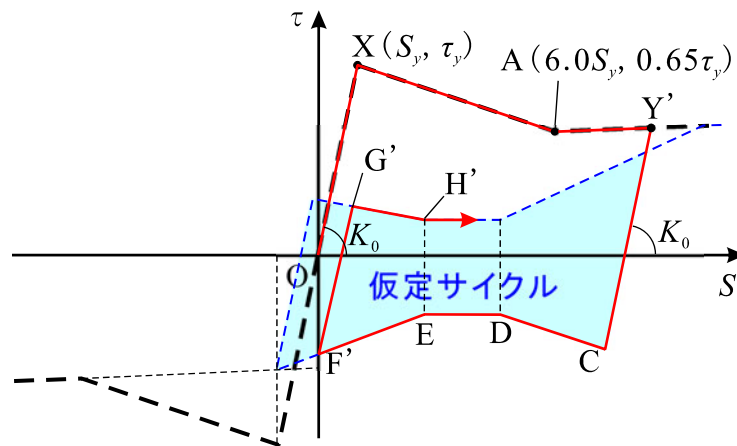


図 4-6 仮定サイクル内での繰り返し

- ⑤ 以降の挙動は最大すべり量を超えなければ③，超えれば④を繰り返し，最大すべり量が更新されるたびに仮定サイクルを更新することで，どのようなすべり履歴においても矛盾なく付着強度を得ることができる。

[足立らの実験結果との比較]

図4-7に修正付着モデルと足立らの実験結果および提案モデルとの比較を示す。修正モデルは，足立らのモデルと同程度かそれ以上の精度で実験結果を模擬することができた。

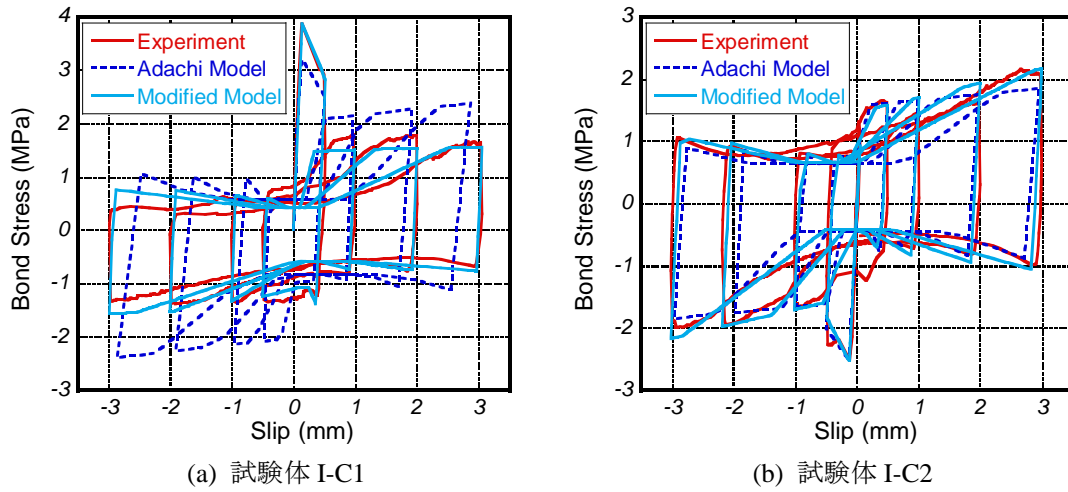


図 4-7 足立らの実験結果との比較

4.3 FEM 解析による片持ち梁実験結果の追跡

ここでは、FEM 解析による片持ち梁実験結果の追跡について述べる。FEM モデルは圧着接合面の離間を模擬するために、梁-スタブ間に圧縮側で剛、引張側では剛性 0 となる接触対を設けた。またより線の付着すべり挙動を模擬するために、より線-コンクリート間にはボンドリンクを設置し、ボンドリンクの挙動には4.2節に示した付着応力-すべり量履歴モデルを反映させた。以下にモデルの概要および解析結果と実験結果の比較を示す。

4.3.1 モデル概要

解析対象は 3 章で載荷実験について述べた片持ち梁試験体である。図 4-8に解析モデル形状を、表 4-2および表 4-3に試験体諸元を示す。BOND および UNBOND は普通より線を用いた試験体（BOND は付着あり、UNBOND は付着なし）、H3L4 および H1L6 は、高強度鋼素線 3 本と低強度鋼素線 4 本、または高強度鋼素線 1 本と低強度鋼素線 6 本の混合より線を用いた試験体（いずれも付着あり）である。

モデル化においては、圧着型 PCaPC 構造の特徴である圧着接合面の開閉、およびより線の付着すべりを考慮した。解析プログラムは ABAQUS v6.7 を用いた。以下ではモデルの各構成要素の詳細について述べる。

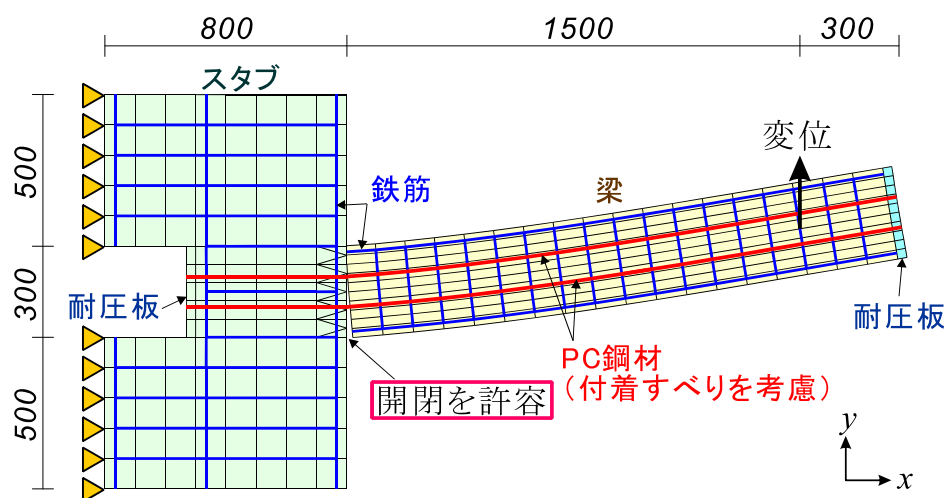


図 4-8 解析モデルの形状

表 4-2 FEM 解析に用いた試験体諸元 (その 1)

鉄筋	D6	D10	D19
降伏強度 (MPa)	370	377	346
引張強度 (MPa)	519	511	539
弾性係数 (GPa)	173	171	159
コンクリート類	梁	スタブ	グラウト
圧縮強度 (MPa)	47.2	59.6	36.8
割裂引張強度 (MPa)	3.3	3.6	1.9

表 4-3 FEM 解析に用いた試験体諸元 (その 2)

試験体		BOND	UNBOND	H3L4	H1L6
梁幅 b (mm)		200			
梁せい D (mm)		300			
より線の本数 n_{all} (本)		2	2	4	4
より線の材軸からの偏心距離 e (mm)		50	105	50	95
より線 1 本あたり初期導入力 P_i (kN)		97.9	182.7	73.0	62.3
PC 鋼材初期導入力の軸力比換算値 $P_i n_{all} / f'_c bD$		0.069	0.129	0.103	0.088
より線		SWPR7B ϕ 15.2		GCS-H3L4 ϕ 15.2	GCS-H1L6 ϕ 15.2
より線を構成する素線の材料特性	降伏強度* (MPa)	高	1774	2111	
		低		540	
	引張強度 (MPa)	高	2718	2331	
		低		604	
	弾性係数 (GPa)	高	191	194	
		低		190	

*降伏強度は 0.2% オフセット時の値

(1-1) 梁のコンクリート

4 節点平面応力要素を用い、1 要素の材軸方向の長さは 100 mm、せい方向の高さは 30 mm (梁せい $D = 300$ mm を 10 等分) とした。要素厚さは梁幅 ($b = 200$ mm) に設定した。材料モデルはコンクリート損傷塑性モデル^{[4.9], [4.10]}を用いた。このモデルは等方性損傷弾性の概念を引張と圧縮の等方性塑性と組み合わせて使用し、コンクリートの非弾性挙動を表現するもので、コンクリートが低い拘束圧力下において繰り返し荷重を受ける問題に適している。圧縮側の応力-ひずみ関係には、図 4-9 に示すように実験時のシリンダー試験結果に Mander の拘束効果を適用して算出した応力-ひずみ関係を設定した (拘束時の圧縮強度 $F_{cf} = 53$ MPa)。引張側の応力は引張強度 3.3 MPa で一定とした。

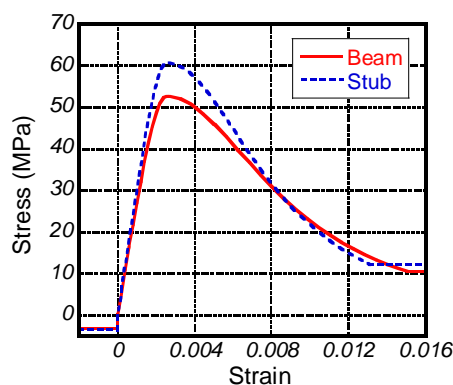


図 4-9 コンクリートの応力-ひずみ関係

(1-2) 梁の主筋 (完全付着を仮定)

トラス要素を用い、節点は図 4-10 のように梁コンクリートの要素境界上に設定して、 $a : b$ の割合が変化しない拘束条件を設けた。断面積は主筋の公称断面積を設定した。材料モデルは図 4-11 に示すようにヤング係数および降伏強度に材料試験の値を用いたバイリニアとし、降伏後の剛性は、初期剛性の 0.03 倍とした。

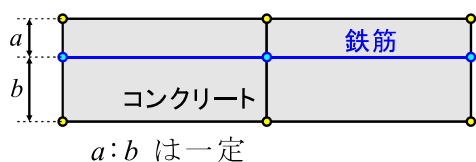


図 4-10 梁主筋の節点拘束

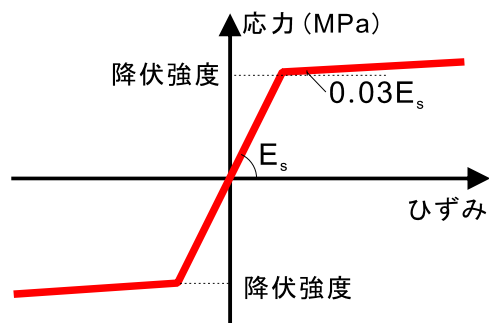


図 4-11 鉄筋の応力-ひずみ関係

(1-3) 梁のせん断補強筋（完全付着を仮定）

(1-2)で示した梁主筋の節点、およびコンクリートの節点間をトラス要素で結んだ。断面積および材料モデルは梁主筋と同様である。

(2-1) スタブのコンクリート

梁のコンクリートと同様に4節点平面応力要素を用い、1要素の材軸方向の長さは100 mm、せい方向の高さは梁せい部分は60 mm（梁せいを5等分）、その他の部分は100 mmとした。材料モデルはコンクリート損傷塑性モデルを用い、応力-ひずみ関係も梁のコンクリートと同様に設定した(図 4-9)。

(2-2) スタブの主筋・せん断補強筋（完全付着を仮定）

梁の主筋・せん断補強筋と同様に設定した。

(3-1) PC 鋼材（付着すべり挙動を考慮）

1要素の長さは埋設される各要素の長さ（= 100 mm）とした。鋼材端部のみ耐圧板外縁に拘束し、他の節点は要素軸方向に変位可能とした。混合より線の場合はトラス要素を2つ重ねて配置し、各々に低強度または高強度鋼索線に相当する断面積と材料特性を与えた。材料特性は鉄筋と同様のバイリニア型とした。

付着すべり挙動を模擬するため、図 4-12のようにコンクリート要素に拘束した節点 A（拘束の仕方は梁の主筋と同様）と PC 鋼材の節点 B の間にボンドリンク（付着応力-すべり量履歴を有するトラス要素）を設定した。節点 A と B は PC 鋼材の材軸方向に単位長さ（= 1 mm）だけずらして設定し、《トラス要素の断面積》 = 《当該ボンドリンクが担う付着面積（= ϕn ）》、 ϕ : より線の径、 n : 一段あたりの PC 鋼材本数とした。これにより、節点 AB 間の距離の変化すなわち PC 鋼材のすべり量に伴って「付着応力×付着面積」分の力が AB 間で発生することになる。4.2節で示した修正付着モデルの付着応力-すべり量関係をトラス要素の応力-ひずみ関係として設定し、すべり量履歴に応じて修正モデルの付着応力が PC 鋼材-コンクリート間に発生するようにした。

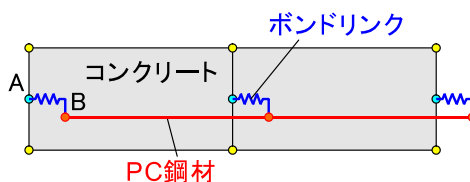


図 4-12 ボンドリンク概要

付着降伏時のすべり量 S_y および付着強度 τ_y は、是永ら^[4.7]のモデルに従って以下の式で算出した。

$$S_y = 2.88 \times 10^{-3} \tau_y \times \phi$$

式 4-2

$$\tau_y = 0.602\alpha \times (G\sigma_B)^{1/2}$$

式 4-3

ここに、 ϕ ：鋼材径（足立ら^[4.5]のモデルと同様に、より線の公称径とした）(mm)、 α ：より線の形状による係数で、 $\alpha = 1.0$ （7本より線）、 $\alpha = 1.17$ （19本より線）、 $G\sigma_B$ ：グラウト材強度(MPa)。

アンボンド構造の場合は材料特性を完全弾性とし、ヤング係数を工学的に十分無視可能な小さな値に設定した。

なお、4.2節で示した修正付着モデルの適用範囲は、足立らのモデルに準じれば、7本より 12.7 mm のPC鋼より線を用い、コンクリートおよびグラウト圧縮強度は 30～45 MPa の場合となる。本解析で対象とする試験体では7本より 15.2 mm のより線を使用し、コンクリート強度は 47.2 MPa とわずかに範囲外となるが、これらの材料特性が問題となるのは付着劣化の程度を表す係数 α および β （式 4-1）の定数に関してであり、履歴特性に大きな影響はないと判断した。また、式 4-2および式 4-3に示した是永らの提案式は、

- ・ PC鋼より線：7本より 12.7 mm，7本より 15.2 mm，19本より 17.8 mm
- ・ グラウト圧縮強度：19.6 MPa，34.3 MPa，49.0 MPa（ただしいずれも設計強度）

とした試験体の実験結果に基づいているため、対象とする試験体は適用範囲に含まれる。

(4-1) 圧着接合面の開閉

圧着接合面の開閉については、梁とスタブの界面間に接触対を設けることで模擬した。この接触対は離間を許容し（すなわち接触対は引張側では抵抗しない）、接触時には一方の界面による他方の界面への有限領域の平均的な貫入を考慮できるものである（すなわち接触対自身は圧縮側で ∞ の剛性を持つことになるが、接触する2要素間で応力のやり取りをさせるので計算不能となることはない）。接触面では、図 4-8の y 軸方向における摩擦（摩擦係数 $\mu = 0.6$ ）のみを考慮した。

4.3.2 載荷履歴

以下のステップを与えて解析を行った。

ステップ 0：PC鋼材に、初期導入力に対応する初期応力を与える。その際、ボンドリンクはモデルから除外し作用させない。

ステップ 1：ステップ 0 で除外していたボンドリンクを作用させ、載荷点に第 1 サイクル最大部材角に相当する強制変位を与える。

ステップ 2：載荷点の変位を 0 に戻す。

ステップ 3：載荷点に第 1 サイクル最小部材角に相当する強制変位を与える。

ステップ 4：載荷点の変位を 0 に戻す。

ステップ 5：載荷点に第 2 サイクル最大部材角に相当する強制変位を与える。

ステップ 1 の後半～ステップ 4 で載荷サイクル 1 回分に当たる。履歴は部材角 R を、 $R = \pm 0.5$ ， \pm

1.0, ± 2.0 %各2サイクルとし, ステップ0と合わせて計25ステップを順に与え, 実験時 $R = 2.0\%$ までの荷重を模擬した。

4.3.3 FEM モデルを用いた解析結果と実験結果の比較

解析結果を図4-13～図4-16に示す。なお, 試験体H1L6では製作時のグラウト施工不良により付着強度が発揮されなかった可能性があるため, 式4-2および式4-3で得られる S_y , τ_y をそれぞれ1/2倍した解析結果を行った。結果を併せて示す。

付着が良好であったBONDでは, 荷重-変形角関係, PC鋼材の張力履歴ともに, 解析が実験結果を精度良く模擬できた。付着のないUNBONDでは, PC鋼材の張力は非常に精度良く追うことができたが, コンクリートの圧壊による挙動が支配的となる $R > 1.0\%$ の範囲では, 荷重-変形角関係において特に除荷時に実験結果との誤差が大きくなった。H3L4については, 荷重-変形角関係は比較的实验結果と一致したが, PC鋼材の張力履歴は特に低強度素線降伏後の張力低下が大きく, PC鋼材の付着強度は式4-2および式4-3による算出値よりも小さかった可能性がある。H1L6では, 付着強度を半減すると荷重-変形角関係, PC鋼材の張力履歴ともに実験結果に近付いたが, 特にPC鋼材の張力履歴は実験結果と大きく異なっており, グラウト不良により付着応力-すべり量関係が図4-3に示すモデルとは異なった形状を示すものとなっていた可能性が考えられる。

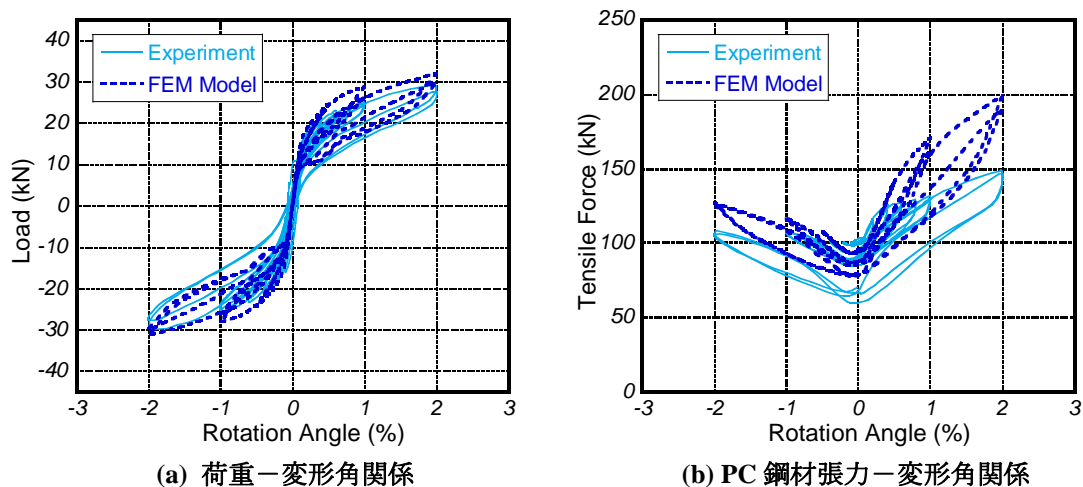
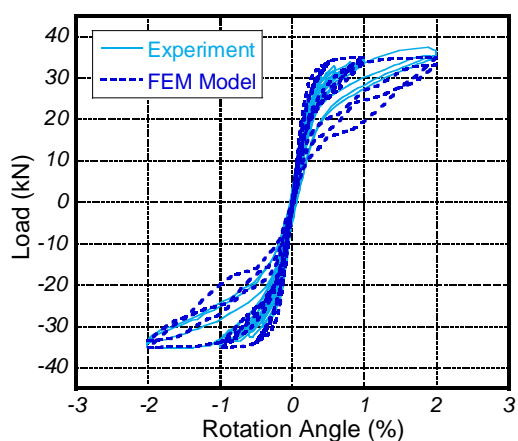
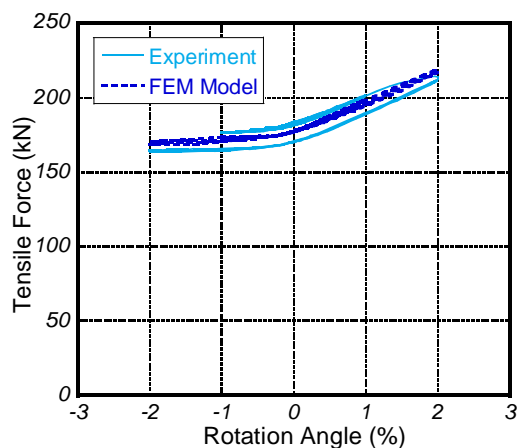


図 4-13 FEM 解析結果と実験結果の比較 (BOND)

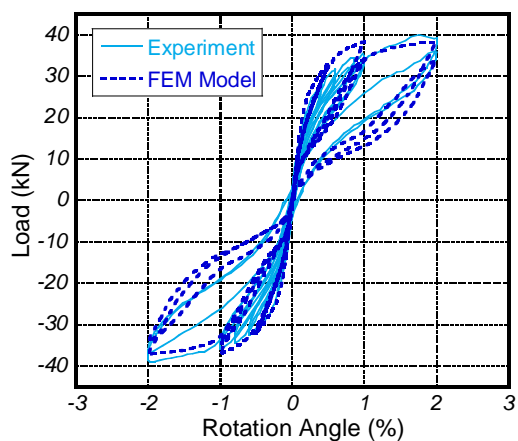


(a) 荷重－変形角関係

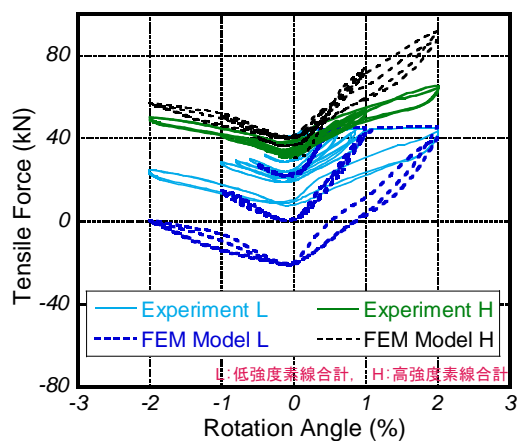


(b) PC 鋼材張力－変形角関係

図 4-14 FEM 解析結果と実験結果の比較 (UNBOND)

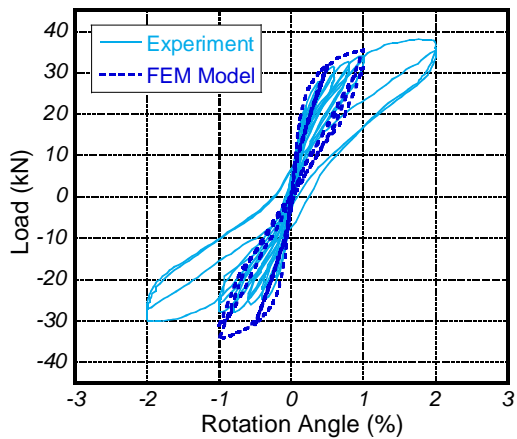


(a) 荷重－変形角関係

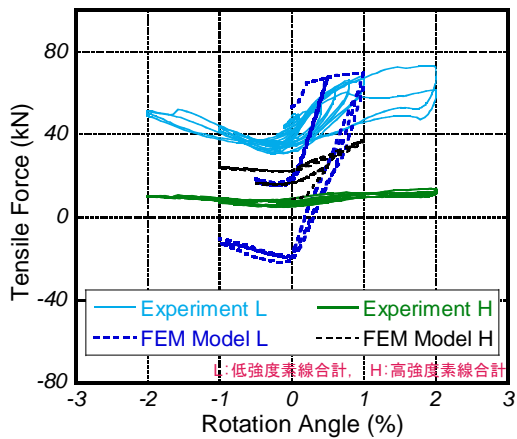


(b) PC 鋼材張力－変形角関係

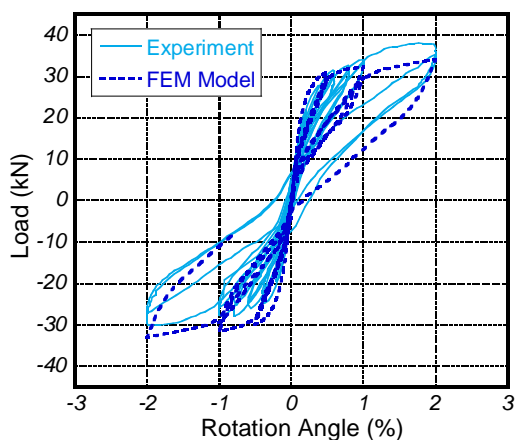
図 4-15 FEM 解析結果と実験結果の比較 (H3L4)



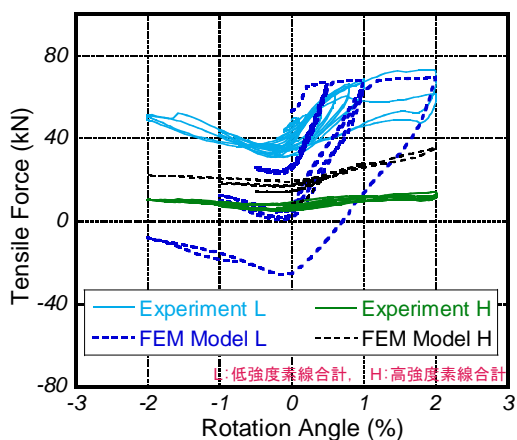
(a-1) 荷重－変形角関係
 $(\tau_y = 4.1 \text{ MPa}, S_y = 0.18 \text{ mm})$



(a-2) PC 鋼材張力－変形角関係
 $(\tau_y = 4.1 \text{ MPa}, S_y = 0.18 \text{ mm})$



(b-1) 荷重－変形角関係
 $(\tau_y = 2.05 \text{ MPa}, S_y = 0.09 \text{ mm})$



(b-2) PC 鋼材張力－変形角関係
 $(\tau_y = 2.05 \text{ MPa}, S_y = 0.09 \text{ mm})$

図 4-16 FEM 解析結果と実験結果の比較 (H1L6)

4.4 鋼材の付着すべりと抜け出しを考慮した部材端回転バネモデルの構築

圧着型 PCaPC 架構を用いた建物の地震応答解析を視野に入れ、目地部の開閉に伴う部材の回転と PC 鋼材の抜け出しを考慮した $M-\theta$ モデルを提案する。本モデルは、FEM 解析結果に基づき、骨組み解析の材端回転バネとして用いることができる程度の簡便性を備え、かつ PC 鋼材の挙動を精度良く模擬することを旨として構築した。

圧着型 PCaPC 部材の変形は、圧着接合面の離間に伴う部材回転と部材の曲げ変形から成り、このとき部材には曲げひび割れ等の損傷がほとんど生じないことから、部材の曲げ変形 = 弾性曲げ変形と捉えることができる。つまり、圧着接合面の離間に伴う回転挙動さえ模擬できれば、骨組み解析において弾性の線材と部材端回転バネモデルを単純に（ヒンジ長さ等を考慮せずに）組み合わせるだけで、PCaPC 部材または架構の挙動を精度良く予測可能であるといえる。 $M-\theta$ モデルは一般的な断面解析をベースに、圧着面の離間に伴う鋼材の抜け出しと張力変動を考慮したものであり、鋼材の抜け出し挙動には付着特性を反映させる。

提案 $M-\theta$ モデルと同形状のモデルとしては、2 章で述べたように、中塚・菅田ら^{[4.1], [4.2], [4.3]}のモデルや圧着関節工法の計算モデル^[4.4]が提案されているが、それらには以下の問題点がある。

- 中塚・菅田らの提案モデルは、付着すべりに伴う PC 鋼材のひずみ分布形状が加力時・除荷時で同一であり、実現象と異なっている（除荷時のひずみ分布が模擬できていない）。また、圧縮縁におけるコンクリートのひずみと縮み量を関係付けるために用いられる、コンクリートの圧縮ひずみ分布領域の設定が実験または FEM 解析結果に依存している。
- 圧着関節工法の計算モデルでは、PC 鋼材のひずみ分布が加力時・除荷時とも実現象を模擬できているが、中塚・菅田らのモデルと同様にコンクリートの縮み量算定手法が実験結果に依存している。また、繰り返し載荷時の履歴は基準履歴に基づいて計算されるため、PC 鋼材の張力変化を逐次求めることができない。

本研究で提案する部材端回転バネモデルは、これらの問題を以下のように解決した。

- 圧着接合面の離間に伴う PC 鋼材の抜け出し量とひずみを直接関係付けることで、付着特性を模擬する。抜け出し量-ひずみ関係の経路を加力時と除荷時で異なるものとするすることで、ひずみ分布の違いを考慮した場合と同様の結果を得ることができ、更に付着降伏や PC 鋼材の降伏といった付着特性の変化も考慮することができる。
- コンクリートの合力作用位置および圧着接合面における中立軸深さと圧着接合面の離間幅（目開き幅）を関係付けることにより、圧縮縁におけるコンクリートの縮み量を考慮せずに圧着接合面でのモーメントを得る。
- 繰り返し載荷時の履歴は逐次計算し、部材の挙動とともに PC 鋼材の張力変化も追跡可能とする。

以下では、提案する部材端回転バネモデルの詳細を述べる。次いで混合より線を用いた PCaPC 片持ち梁の実験結果と提案する部材端回転バネモデルによる計算結果を比較し、提案モデルが FEM 解析と同程度の精度を有することを示す。

4.4.1 部材端回転バネモデル概要

本モデルは、PC 鋼材のみを通し配筋とする圧着型 PCaPC 部材において、圧着目地部におけるモー

メント M –圧着部の目開きに伴う回転角 θ 関係を算定するものである。PC 鋼材の抜け出しに関しては、図 4-17に示すように目地部を中央とする L_p の範囲で付着すべりおよび付着応力が発生していると仮定し、目開きに伴うひずみ増分を算出する。ただし応力分布形状は図 4-17のとおりとは限らず、付着の条件（付着降伏・PC 鋼材の降伏・载荷方向など）によって変化する。図 4-18に M – θ モデル履歴の概要を、表 4-4に特性点を示す。

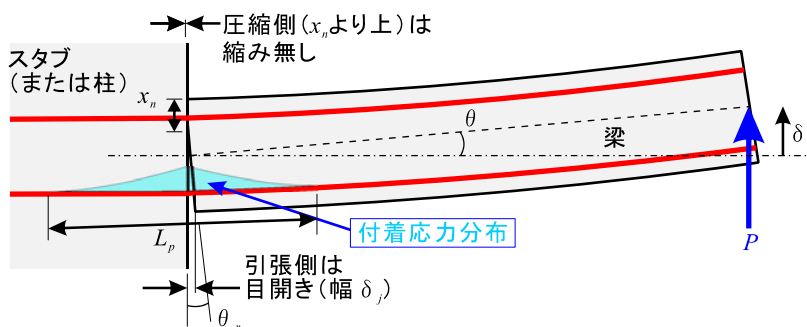


図 4-17 部材変形概念

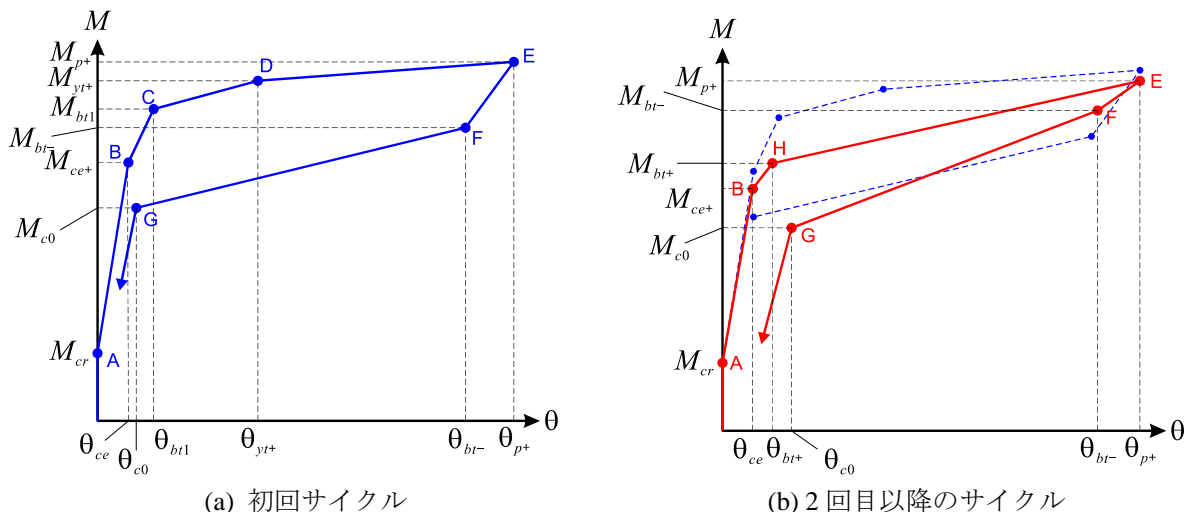


図 4-18 M – θ モデル履歴概要

表 4-4 M – θ モデルの特性点

加力時	A	M_{cr}	圧着部ひび割れ発生時
	B	M_{ce+}	コンクリートの圧縮縁ひずみが最大強度時ひずみ ϵ_m に達する点
	C	M_{bt-}	引張側 PC 鋼材の付着応力が付着降伏強度に達する点
	C'	M_{bc-}	圧縮側 PC 鋼材の付着応力が付着降伏強度に達する点
	D	M_{yt+}	引張側 PC 鋼材が降伏する点
	D'	M_{yt+}	圧縮側 PC 鋼材が降伏する点
	E	M_{p+}	当該サイクルの最大変形点
除荷時	F	M_{bt-}	引張側 PC 鋼材の付着応力が加力時と逆方向のすべりにより負の付着降伏強度に達する点
	F'	M_{bc-}	圧縮側 PC 鋼材の付着応力が加力時と逆方向のすべりにより負の付着降伏強度に達する点
	G	M_{c0}	コンクリートの圧縮縁ひずみが M_{p+} 時に ϵ_m を超えており、圧縮縁応力 σ_{cc} が除荷時に 0 になる点
再加力時	H	M_{bt+}	引張側 PC 鋼材の付着応力が繰り返しにより劣化した付着降伏強度に達する点

以下に各点における断面の状況と算出法を述べる。

○ 初回サイクル（付着降伏を始めて経験するサイクル）

・ 加力時

M_{cr} 以外の発生順序は部材の諸条件により前後する。また図 4-18には示していないが、 M_{bc1} 、 M_{yc+} が存在する場合もある。

① M_{cr} ：圧着部ひび割れ発生時で、中立軸深さ $x_n = D$ 。コンクリートの応力分布は三角形とする。

$$M_{cr} = \frac{D}{6}(T_{pti} + T_{pci}) + e_t T_{pti} - e_c T_{pci}$$

式 4-4

ここに、 T_{pti} および T_{pci} ：引張および圧縮側 PC 鋼材の初期張力。

② M_{ce+} ：コンクリートの圧縮縁ひずみが最大強度時ひずみ ε_m に達する点で、 $x_n = x_{n,m}$ （後述）。

$$M_{ce+} = \left(D - \frac{x_{n,m}}{3} \right) (T_{pt} + T_{pc}) + e_t T_{pt} - e_c T_{pc}$$

$$T_{pt} = \min(a_{pt} E_p \Delta\varepsilon_{pt} + T_{pti}, a_{pt} f_{py})$$

$$T_{pc} = \min(a_{pc} E_p \Delta\varepsilon_{pc} + T_{pci}, a_{pc} f_{py})$$

式 4-5

ここに、 T_{pt} および T_{pc} ：引張および圧縮側 PC 鋼材の張力、 e_t および e_c ：引張および圧縮側 PC 鋼材の材軸からの偏心距離、 E_p ：PC 鋼材のヤング係数、 $\Delta\varepsilon_{pt}$ および $\Delta\varepsilon_{pc}$ ：加力時における、引張および圧縮側 PC 鋼材の目開きに伴うひずみ増分で、 ΔL_{pt} および ΔL_{pc} の関数（後述）、 f_{py} ：PC 鋼材の降伏強度。

③ M_{bt1} ：引張側 PC 鋼材の付着応力が付着降伏強度に達する点で、引張側 PC 鋼材のひずみ増分 $\Delta\varepsilon_{pt} = \Delta\varepsilon_{ty1}$ （後述）。 x_n は目開き幅 δ_j から求まる（後述）。

$$M_{bt1} = \left(D - \frac{x_n}{3} \right) (T_{pt} + T_{pc}) + e_t T_{pt} - e_c T_{pc}$$

$$T_{pt} = \min(a_{pt} E_p \Delta\varepsilon_{ty1} + T_{pti}, a_{pt} f_{py})$$

$$T_{pc} = \min(a_{pc} E_p \Delta\varepsilon_{pc} + T_{pci}, a_{pc} f_{py})$$

式 4-6

④ M_{bc1} ：圧縮側 PC 鋼材の付着応力が付着降伏強度に達する点で、圧縮側 PC 鋼材のひずみ増分 $\Delta\varepsilon_{pc} = \Delta\varepsilon_{ty1}$ （後述）。 x_n は目開き幅 δ_j から求まる（後述）。

$$M_{bc1} = \left(D - \frac{x_n}{3} \right) (T_{pt} + T_{pc}) + e_t T_{pt} - e_c T_{pc}$$

T_{pt} および

T_{pc} は式 4-5 と同じ。

⑤ M_{yt+} ：引張側 PC 鋼材が降伏する点。その際、圧縮側 PC 鋼材は未降伏。 x_n は目開き幅 δ_j から求まる（後述）。

$$M_{yt+} = \left(D - \frac{x_n}{3} \right) (a_{pt} f_{py} + T_{pc}) + e_t T_{pt} - e_c T_{pc}$$

$$T_{pc} = a_{pc} E_p \Delta\varepsilon_{pc}$$

式 4-7

⑥ M_{yc+} : 圧縮側 PC 鋼材が降伏する点。その際、引張側 PC 鋼材は既に降伏。 x_n は目開き幅 δ_j から求まる (後述)。

$$M_{yc+} = \left(D - \frac{x_n}{3} \right) (a_{pt} + a_{pc}) f_{py} + (e_t a_{pt} - e_c a_{pc}) f_{py}$$

式 4-8

⑦ M_{p+} : 当該サイクルの最大変形点。

$$M_{p+} = \left(D - \frac{x_n}{3} \right) (T_{pt} + T_{pc}) + e_t T_{pt} - e_c T_{pc}$$

T_{pt} および T_{pc} は式 4-5 と同じ。

式 4-9

・ 除荷時

⑧ M_{bt-} : 引張側 PC 鋼材の付着応力が加力時と逆方向のすべりにより負の付着降伏強度に達する点で、引張側 PC 鋼材のひずみ増分 $\Delta\varepsilon_{pt} = \Delta\varepsilon_{pt,p} - \Delta\varepsilon_{\gamma 2}$ (後述)。 x_n は目開き幅 δ_j から求まる (後述)。

$$M_{bt-} = \left(D - \frac{x_n}{3} \right) (T_{pt} + T_{pc}) + e_t T_{pt} - e_c T_{pc}$$

$T_{pt} = a_{pt} E_p (\varepsilon_{pt,p} - \Delta\varepsilon_{\gamma 2})$	(M_{p+} 時に未降伏だった場合)
$= a_{pt} f_{py} - a_{pt} E_p \Delta\varepsilon_{\gamma 2}$	(M_{p+} 時に降伏していた場合)
$T_{pc} = a_{pc} E_p \Delta\varepsilon_{pc}$	(M_{p+} 時に未降伏だった場合)
$= a_{pc} f_{py} - a_{pc} E_p (\varepsilon_{pc,p} - \Delta\varepsilon_{pc})$	(M_{p+} 時に降伏していた場合)

式 4-10

ここに、 $\varepsilon_{pt,p}$ および $\varepsilon_{pc,p}$: M_{p+} 時の引張側および圧縮側 PC 鋼材ひずみ。

⑨ M_{bc-} : 圧縮側 PC 鋼材の付着応力が加力時と逆方向のすべりにより負の付着降伏強度に達する点で、圧縮側 PC 鋼材のひずみ増分 $\Delta\varepsilon_{pc} = \Delta\varepsilon_{pc,p} - \Delta\varepsilon_{\gamma 2}$ (後述)。 x_n は目開き幅 δ_j から求まる (後述)。

$$M_{bc-} = \left(D - \frac{x_n}{3} \right) (T_{pt} + T_{pc}) + e_t T_{pt} - e_c T_{pc}$$

$T_{pt} = a_{pt} f_{py} - a_{pt} E_p (\varepsilon_{pt,p} - \Delta\varepsilon_{pt})$	(M_{p+} 時に未降伏だった場合)
$T_{pc} = a_{pc} E_p (\varepsilon_{pt,p} - \Delta\varepsilon_{\gamma 2})$	(M_{p+} 時に未降伏だった場合)
$= a_{pc} f_{py} - a_{pc} E_p \Delta\varepsilon_{\gamma 2}$	(M_{p+} 時に降伏していた場合)

式 4-11

⑩ M_{c0} : コンクリートの圧縮縁ひずみが M_{p+} 時に ε_m を超えており、圧縮縁応力 σ_{cc} が除荷時に 0 になる点。 x_n は目開き幅 δ_j から求まる (後述)。

$$M_{c0} = \left(D - \frac{x_n}{3} \right) (T_{pt} + T_{pc}) + e_t T_{pt} - e_c T_{pc}$$

$T_{pt} = a_{pt} E_p \Delta\varepsilon_{pt}$	(M_{p+} 時に未降伏だった場合)
$= a_{pt} f_{py} - a_{pt} E_p (\varepsilon_{pt,p} - \Delta\varepsilon_{pt})$	(M_{p+} 時に降伏していた場合)
$T_{pc} = a_{pc} E_p \Delta\varepsilon_{pc}$	(M_{p+} 時に未降伏だった場合)
$= a_{pc} f_{py} - a_{pc} E_p (\varepsilon_{pc,p} - \Delta\varepsilon_{pc})$	(M_{p+} 時に降伏していた場合)

式 4-12

○ 2回目以降のサイクル（付着降伏を1回以上経験した後のサイクル）

繰り返しにより付着強度が低下しているため、 M_{bt1} に代えて M_{bt+} を用いる。

・ 加力時

① M_{bt+} ：引張側PC鋼材の付着応力が繰り返しにより劣化した付着降伏強度に達する点で、引張側PC鋼材のひずみ増分 $\Delta\varepsilon_{pt} = \Delta\varepsilon_{\tau y2}$ （後述）。このとき、

$$M_{bt+} = \left(D - \frac{x_n}{3} \right) (T_{pt} + T_{pc}) + e_t T_{pt} - e_c T_{pc}$$

$$T_{pt} = \min(a_{pt} E_p \Delta\varepsilon_{\tau y2} + T_{pti}, a_{pt} f_{py})$$

$$T_{pc} = \min(a_{pc} E_p \Delta\varepsilon_{pc} + T_{pci}, a_{pc} f_{py})$$

式 4-13

・ 除荷時

初回サイクルと同じ。

4.4.2 M- θ モデル特性点におけるモーメントの計算方法

以下では各特性点におけるモーメントを算出するに当たって、計算結果に大きな影響を及ぼす要因となる中立軸深さ、PC鋼材の挙動、コンクリートの応力分布について、計算を簡略化するために用いた仮定、および計算方法を述べる。

○中立軸深さについて

中立軸深さ x_n はPC鋼材の伸び出し量、およびモーメントの算定に大きな影響を及ぼすが、 x_n と目開き幅 δ_r （もしくは目地の回転角 θ ）の両方を変数とすると、二重の収束計算が必要となりモデルが複雑になってしまう。そこで本モデルでは、 $\theta-x_n$ 関係を一意に定義することで計算の簡略化を図った。以下ではその手順について述べる。

(1) まず、より線の完全付着を仮定して断面解析を行う。この解析はコンクリートの圧縮合力 C_c と中立軸深さ x_n の関係を目的としており、 C_c-x_n 関係を(2)で述べる4折れ線に置換する必要から、①ひび割れ発生時（引張縁のひずみが0になる時）、②引張側PC鋼材降伏時、③コンクリートの圧縮縁ひずみ ε_{cc} が最大強度時ひずみ ε_m に達するとき、④ ε_{cc} が終局時ひずみ ε_{cu} に達するとき、の4点、およびコンクリートの圧縮縁ひずみ ε_{cc} に関して①-②間を4等分する点のうち小さい方の2点、の計6点について実施する。ただし $\varepsilon_m < \varepsilon_{cpy}$ となる場合には、 ε_{cpy} ではなく ε_m を用いて4等分点を決定する。すなわち、ひび割れ発生時の圧縮縁ひずみを ε_{ccr} 、PC鋼材降伏時の

$$\text{圧縮縁ひずみを } \varepsilon_{cpy} \text{ とすると、この2点の } \varepsilon_{cc} \text{ は } \varepsilon_{cc} = \frac{3\varepsilon_{ccr} + \min(\varepsilon_{cpy}, \varepsilon_m)}{4}, \varepsilon_{cc} = \frac{\varepsilon_{ccr} + \min(\varepsilon_{cpy}, \varepsilon_m)}{2},$$

となる。その際、コンクリートのひずみは平面保持の仮定に従うものとし、引張応力は変形前(PC力導入時)およびひび割れ発生時のみ考慮し、それ以降は0とする。応力分布は、圧縮縁ひずみ ε_{cc} が圧縮強度時ひずみ ε_m に達するまでは三角形分布とし、 ε_{cc} が ε_m を超える場合は $\varepsilon_{cc} \geq \varepsilon_m$ の範囲で圧縮強度を f'_c で一定とする台形の応力分布を用いる。

(2) (1)の断面解析から得られた圧縮合力 C_c -中立軸深さ x_n 関係を4折れ線に置換する。表4-5に示す6点の計算結果を用いて、各折れ点の座標を以下のように定める。 C_c-x_n 関係の例を図4-19に

示す。

表 4-5 断面解析から得られた C_c-x_n 関係

断面の状態	コンクリートの 圧縮合力 C_c	中立軸深さ x_n
ひび割れ時	$C_{c,cr}$	$x_{n,cr}$
$\varepsilon_{cc} = \frac{3\varepsilon_{ccr} + \min(\varepsilon_{cpy}, \varepsilon_m)}{4}$ 時	$C_{c,d1}$	$x_{n,d1}$
$\varepsilon_{cc} = \frac{\varepsilon_{ccr} + \min(\varepsilon_{cpy}, \varepsilon_m)}{2}$ 時	$C_{c,d2}$	$x_{n,d2}$
引張側 PC 鋼材降伏時	$C_{c,pv}$	$x_{n,pv}$
$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_m$ 時	$C_{c,m}$	$x_{n,m}$
$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{cu}$ 時	$C_{c,cu}$	$x_{n,cu}$

- ・ 第 1 折れ点 : $(C_{c,cr}, x_{n,cr})$
- ・ 第 2 折れ点 : $(C_{c,d1}, x_{n,d1})$
- ・ 第 3 折れ点 : $(C_{c,d2}, (3x_{n,d2} + x_{n,m})/4)$
- ・ 第 4 折れ点 : $(C_{c,cu}, x_{n,cu})$

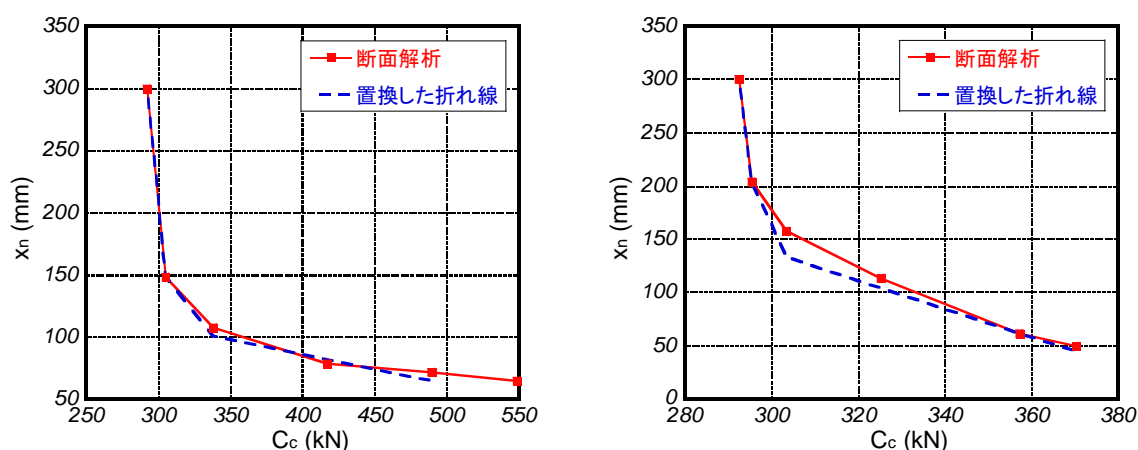
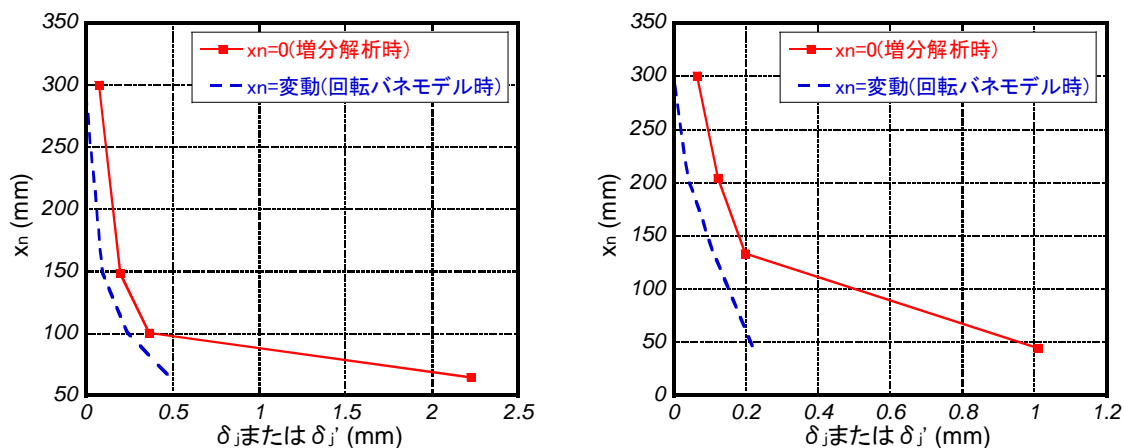


図 4-19 C_c-x_n 関係の例

- (1) (2)で定めた C_c-x_n 関係を用いて、部材端回転バネモデルにおいて荷重増分解析を行う。ただしこの時、圧着面の回転中心は圧縮縁とする（すなわち $x_n = 0$ ）。(1)で断面解析を行った 6 点に加えて、より線の付着すべり発生時・より線の降伏時（いずれも上端・下端の 2 点）がプッシュオーバー時の荷重-変形角関係の折れ点となる。
- (2) (3)の荷重増分解析から、目開き幅（引張縁の開き幅） δ_j' -中立軸深さ x_n 関係を(2)と同様の 4 折れ線として求める。更に、圧着面の回転中心が中立軸位置であると考え、式 4-14より真の目開き幅 δ_j -中立軸深さ x_n 関係を求める。 δ_j-x_n 関係および $\delta_j'-x_n$ 関係の例を図 4-20に示す。中立軸深さを目開き幅の関数として表すことで、モデルの変形に対して中立軸深さが一意に求まり、既往のモデルで問題となっていたコンクリートのひずみと縮み量の関係付けが不要となる。

$$\delta_j = \delta_j' \times (D - x_n) / D$$

式 4-14

図 4-20 δ_j-x_n 関係の例

○ PC 鋼材の挙動について

PC 鋼材の挙動は以下の定義に従う。

- (1) PC 鋼材は、初期ひずみ ε_{pi} に目開きに伴う伸びひずみ $\Delta\varepsilon_{pt}$ を加えたひずみ ε_p から、完全弾塑性型の応力-ひずみ関係（降伏ひずみ ε_{py} に達するまでは線形弾性、以降は降伏強度 f_{py} で強度一定）に基づき応力を算出する。中立軸深さが圧縮側 PC 鋼材位置よりも小さくなる場合には、圧縮側 PC 鋼材も伸びを生じる。
- (2) $\Delta\varepsilon_{pt}$ は目地部の回転に伴うより線の伸び出し量 ΔL_p の変化に基づき、付着すべりを考慮した履歴モデルを用いて決定する。詳細は4.4.3節で述べる。なお、現時点ではより線の付着すべり履歴のみを対象としているが、 $\Delta\varepsilon_{pt}-\Delta L_p$ 関係を修正することで丸鋼や異形鋼棒にも拡張が可能と考えられる。

○ コンクリートの応力分布について

コンクリートは図 4-21に示すように応力-ひずみ関係を完全弾塑性型とし、除荷時の剛性は初期剛性 E_c と同じとする（履歴①：O→A→B→C→O）。繰り返し載荷時には、前サイクルにおける残留ひずみを超えるまでは応力を発生せず、残留ひずみを超えると剛性 E_c で f'_c に達するとする（履歴②：O→C→B→D）。以上の材料則に基づく、加力時の応力分布は図 4-22(a)に示す三角形から図 4-22(b)の台形へと変化し、この状態からの除荷時には、図 4-22(c)に示す五角形を経て図 4-22(d)および(e)の三角形となる。再載荷時には、圧縮縁ひずみが前サイクルの除荷時残留ひずみに達するまでは図 4-22(e)のひずみ・応力分布となり、その後図 4-22(d)を経て図 4-22(c)のように応力分布が変化する。このとき、コンクリートの圧縮合力およびその作用位置は、式 4-15～式 4-22より計算できる。

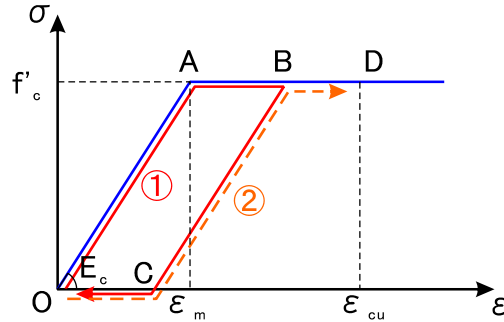


図 4-21 コンクリートの応力-ひずみ関係 (完全弾塑性)

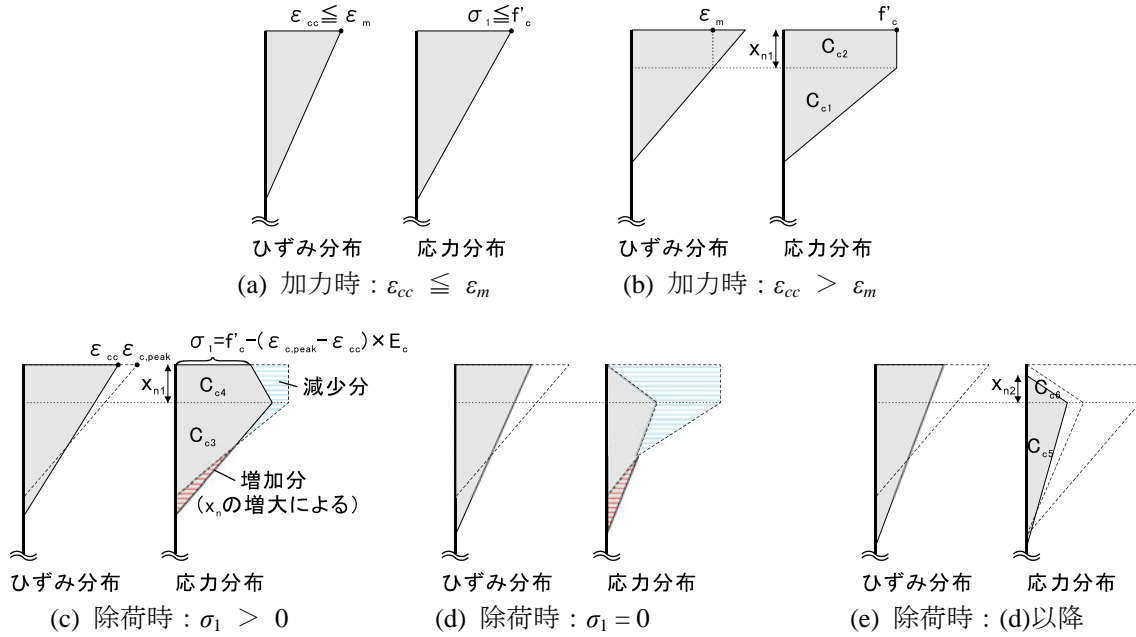


図 4-22 コンクリートのひずみ・応力分布の推移

- (1) 加力時：中立軸深さ x_n が定まれば，コンクリートの圧縮合力 C_c は PC 鋼材張力との釣り合いから求めることができ，これを満たす応力分布の形状，および圧縮縁ひずみも一意に決定される。応力分布の形状から，圧縮合力作用位置が決まり，モーメントを計算することができる。具体的には，以下の式による。

$\epsilon_{cc} \leq \epsilon_m$ のとき

$$\epsilon_{cc} = C_c / \left(\frac{1}{2} E_c x_n b \right)$$

式 4-15

$$d_{cc} = D / 2 - x_n / 3$$

式 4-16

ここに， ϵ_m ：コンクリートの最大応力時ひずみで， f'_c / E_c ， f'_c ：コンクリートの圧縮強度， E_c ：コンクリートの初期剛性， b ：部材幅， d_{cc} ：材軸からコンクリート圧縮合力作用位置までの距離， D ：部材せい。

$\varepsilon_{cc} > \varepsilon_m$ のとき

$$\varepsilon_{cc} = \frac{\varepsilon_m}{2(1 - C_c / f'_c x_n b)}$$

式 4-17

$$d_{cc} = D/2 - x_n + \left(\frac{2}{3} x_n \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_{cc}} C_{c1} + x_n \frac{\varepsilon_{cc} + \varepsilon_m}{2\varepsilon_{cc}} C_{c2} \right) / C_c$$

式 4-18

ここに、 C_{c1} : 図 4-22(b)の C_{c1} で、 $\frac{1}{2} \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_{cc}} f'_c x_n b$ 、 C_{c2} : 図 4-22(b)の C_{c2} で、 $C_c - C_{c1}$ 。

- (2) 除荷時：線形のひずみ分布が維持されると仮定すると、最大変形時からのひずみの減少量に伴う各位置での応力、およびその分布形状を求めることができる。ただし引張側の応力は 0 とするため、圧縮縁応力が 0 になった場合（圧縮縁での最大変形時からのひずみの減少量が ε_m を上回った場合）には、応力分布の形状は四角形から三角形に変化するため、圧縮合力作用位置の算定式も異なるものとなる。具体的には、以下の式による。

$\sigma_1 > 0$ のとき

$$\varepsilon_{cc} = \frac{2C_c}{E_c x_n b} + x_{n1} (\varepsilon_{c,peak} - \varepsilon_m)$$

式 4-19

$$d_{cc} = D/2 - x_n + \left(\frac{2}{3} (x_n - x_{n1}) C_{c3} + (x_n - \frac{\sigma_1 + 2\sigma_2}{3(\sigma_1 + \sigma_2)} x_{n1}) C_{c4} \right) / C_c$$

式 4-20

ここに、 $\varepsilon_{c,peak}$: 当該サイクル最大変形時の ε_{cc} 、 x_{n1} : 当該サイクル最大変形時にひずみが ε_m を超える区間の長さで、 $x_{n,peak} \left(1 - \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_{c,peak}} \right)$ 、 $x_{n,peak}$: 当該サイクル最大変形時の x_n 、 σ_1 : 圧縮縁応力で、 $f'_c - (\varepsilon_{c,peak} - \varepsilon_{cc}) E_c$ 、 σ_2 : x_{n1} 位置での応力で、 $\varepsilon_{cc} \left(1 - \frac{x_{n1}}{x_n} \right) E_c$ 、 C_{c3} : 図 4-22(c)の C_{c3} で、 $\frac{1}{2} \sigma_2 (x_n - x_{n1}) b$ 、 C_{c4} : 図 4-22(c)の C_{c4} で、 $C_c - C_{c3}$ 。

$\sigma_1 = 0$ のとき

$$\varepsilon_{cc} = \frac{2C_c}{E_c b} (\varepsilon_{c,peak} - \varepsilon_m) / \left(\frac{(x_n - x_{n1})^2}{x_n} (\varepsilon_{c,peak} - \varepsilon_m) + \frac{2C_c x_{n1}}{E_c b x_n} \right)$$

式 4-21

$$d_{cc} = D/2 - x_n + \left(\frac{2}{3} (x_n - x_{n1}) C_{c5} + (x_n - x_{n1} + \frac{1}{3} x_{n2}) C_{c6} \right) / C_c$$

式 4-22

ここに、 x_{n2} : 図 4-22(e)の x_{n2} で、 $x_{n1} \frac{\sigma_2}{\sigma_2 - (f'_c - (\varepsilon_{c,peak} - \varepsilon_m) E_c)} C_{c5}$: 図 4-22(e)の C_{c5} で、 $\frac{1}{2} \sigma_2 (x_n - x_{n1}) b$ 、 C_{c6} : 図 4-22(e)の C_{c6} で、 $C_c - C_{c3}$ 。

○鉄筋（組立筋）について

PC 鋼材のみを通し配筋とする本モデルでは、組立筋の影響は小さいため無視する。

4.4.3 圧着面の目開きに伴う PC 鋼材の伸び出し量 ΔL_p - ひずみ増分 $\Delta \varepsilon_p$ 関係

圧着型 PCaPC 片持ち梁を対象とした FEM モデルによる解析結果から、圧着面の目開きに伴う PC 鋼材の伸び出し量 ΔL_p とひずみ増分 $\Delta \varepsilon_p$ の関係を図 4-23 に示す A～E の 5 区間に分類し、それぞれを直線にモデル化した。これにより、PC 鋼材の挙動に付着すべりの影響を反映させることができる。なお、付着劣化区間長さ L_p (付着の条件により変化する) を用いると、 $\Delta \varepsilon_p = \Delta L_p / L_p$ である。

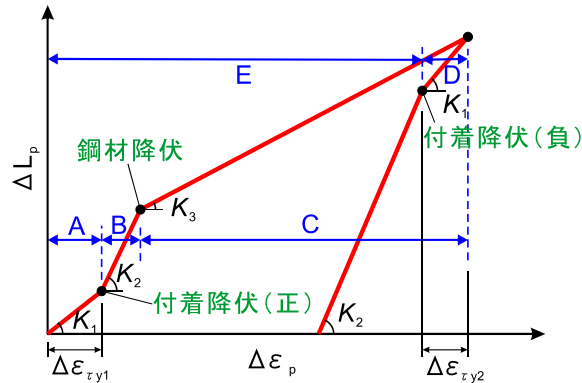


図 4-23 $\Delta L_p - \Delta \varepsilon_p$ 関係の場合分け範囲定義

○ 加力時

- (1) 履歴の範囲を、A：最初の付着降伏が発生するまで (図 4-23 の範囲 A, $\Delta \varepsilon_p \leq \Delta \varepsilon_{ty1}$)、B：PC 鋼材降伏 (混合より線の場合は全素線の降伏) 前 (図 4-23 の範囲 B, 範囲 A 以降で $\Delta \varepsilon_{ty1} < \Delta \varepsilon_p \leq \varepsilon_{py} - \varepsilon_{pi}$)、C：PC 鋼材降伏後 (図 4-23 の範囲 C, $\varepsilon_{py} - \varepsilon_{pi} < \Delta \varepsilon_p$)、の 3 つに分ける。ここで、 $\Delta \varepsilon_{ty1}$ ：1 次付着降伏時ひずみ増分、 ε_{py} ：PC 鋼材降伏ひずみ、 ε_{pi} ：PC 鋼材初期ひずみ。

- (2) 範囲 A では $\Delta L_p - \Delta \varepsilon_p$ 関係を直線とし、この傾きを K_1 とする。このとき

$$\Delta \varepsilon_p = K_1 \Delta L_p$$

式 4-23

- (3) 範囲 B では $\Delta L_p - \Delta \varepsilon_p$ 関係を直線とし、この傾きを K_2 とする。このとき

$$\Delta \varepsilon_p = K_2 \Delta L_p + C_1$$

式 4-24

ここで C_1 は、範囲 A と B の境界における $\Delta \varepsilon_p$ と ΔL_p の値から定まる定数であり、

$$C_1 = \Delta \varepsilon_{ty1} (1 - K_2 / K_1)$$

式 4-25

- (4) 範囲 C では $\Delta L_p - \Delta \varepsilon_p$ 関係を直線とし、この傾きを K_3 とする。このとき

$$\Delta \varepsilon_p = K_3 \Delta L_p + C_2$$

式 4-26

ここで C_2 は、範囲 B と C の境界点における $\Delta \varepsilon_p$ と ΔL_p の値から定まる定数であり、

$$C_2 = (\varepsilon_{py} - \varepsilon_{pi}) \left(1 - \frac{K_3}{K_2}\right) + \frac{K_3}{K_2} C_1$$

式 4-27

○ 除荷時

- (5) 履歴の範囲を、D：戻り側の付着降伏が発生するまで (図 4-23 の範囲 D, $\Delta \varepsilon_p \geq \Delta \varepsilon_{ppeak} - \Delta \varepsilon_{ty2}$)、E：それ以降 (図 4-23 の範囲 E, $\Delta \varepsilon_p < \Delta \varepsilon_{ppeak} - \Delta \varepsilon_{ty2}$)、の 2 つに分ける。ここで、 $\Delta \varepsilon_{ppeak}$ ：

ピーク時の $\Delta\varepsilon_p$, $\Delta\varepsilon_{\gamma 2}$: 2次付着降伏時ひずみ増分

- (6) 範囲Dでは $\Delta L_p - \Delta\varepsilon_p$ 関係を直線とし、傾きを K_1 に等しいとする。このとき

$$\Delta\varepsilon_p = K_1 \Delta L_p + C_3$$

式 4-28

ここで C_3 は、ピーク時の $\Delta\varepsilon_p$ と ΔL_p の値から定まる定数であり、それぞれを $\varepsilon_{p,peak}$, $\Delta L_{p,peak}$ とすると、

$$C_3 = \varepsilon_{p,peak} - K_1 \Delta L_{p,peak}$$

式 4-29

- (7) 範囲Eでは $\Delta L_p - \Delta\varepsilon_p$ 関係を直線とし、傾きを K_2 に等しいとする。このとき

$$\Delta\varepsilon_p = K_2 \Delta L_p + C_4$$

式 4-30

ここで C_4 は、範囲DとEの境界点における $\Delta\varepsilon_p$ と ΔL_p の値から定まる定数であり、

$$C_4 = \frac{K_2 - K_1}{K_1} (\Delta\varepsilon_{\gamma 2} + C_3) + C_3$$

式 4-31

◎ 2回以上の繰り返しがある場合

2回目の荷重サイクル時も、上記の $\Delta L_p - \Delta\varepsilon_p$ 関係に従うが、以下の変更を加える。

- ・ 付着降伏が発生する点を、初回のサイクルと2回目以降のサイクルで変化させる。
- ・ それまでの最大経験ひずみ増分を $\Delta\varepsilon_{p,max}$ とし、付着降伏後ひずみ増分が $\Delta\varepsilon_{p,max}$ に達するまでは $\Delta\varepsilon_p - \Delta L_p$ 関係を傾き K_2 の直線とする。ひずみ増分が $\Delta\varepsilon_{p,max}$ を超えた場合は、加力時の(3)以降に従う。

各範囲での傾き $K_1 \sim K_3$ および $\Delta\varepsilon_{\gamma 1}$, $\Delta\varepsilon_{\gamma 2}$ は、FEMモデルを用いたパラメトリックスタディより以下のように定義した。パラメトリックスタディに用いた変数を表4-6に示す。 $(K_4$ は荷重サイクル中の結果を用いて得られる値であるため式を要さない。)式4-32～式4-36の推定過程については次項で述べる。

表 4-6 解析パラメータ

パラメータ	単位	記号	水準
付着降伏強度	MPa	τ_y	2, 3, 4, 5
PC鋼材断面積	mm ²	a_p	50, 100, 150, 200, 250
PC鋼材降伏強度	MPa	f_{py}	1000, 1500, 2000
初期導入力大きさ		$p_e = \eta P_e / T_{py}$	0.65, 0.80

η : プレストレス有効率, P_e : プレストレス初期導入力

$$K_1 = (23.7\phi / a_p - 0.051\tau_y + 1.152) \times 10^{-3}$$

式 4-32

$$K_2 = (4.35\phi\tau_y / a_p - 0.00129f_{py} + 1.51) \times 10^{-3}$$

式 4-33

$$K_3 = (8.55\phi / a_p + 0.653\tau_y + 0.00465f_{py} \times (1 - p_e) + 6.50) \times 10^{-3}$$

式 4-34

$$\Delta\varepsilon_{\gamma 1} = (1.07\phi\tau_y / a_p + 0.23\tau_y + 0.04) \times 10^{-3}$$

式 4-35

$$\Delta\epsilon_{\tau y2} = 0.65 \times (1 + 0.49 \times 0.65) \times \Delta\epsilon_{\tau y1}$$

式 4-36

ここに、 ϕ : PC 鋼材径(mm), a_p : PC 鋼材断面積 (1 本あたり) (mm), τ_y : 付着降伏強度(MPa), f_{py} : PC 鋼材降伏強度(MPa), p_e : 初期導入力の大きさで、 $p_e = \eta P_e / T_{py}$ (η : プレストレス有効率, P_e : プレストレス初期導入力)。

① パラメトリックスタディに基づく $\Delta L_p - \Delta\epsilon_p$ 関係式の推定

表 4-6に基づいて行ったパラメトリックスタディの解析結果を以下にまとめる。図 4-24を除く以下の各グラフにおいて、黒塗りのマーカーは $p_e = 0.65$ を、中抜きのマーカーは $p_e = 0.80$ の結果を示す。

また、以下の議論に用いる付着応力分布の推移を図 4-24に示す。材軸方向位置 0 mm の位置が、梁とスタブの界面（圧着接合面）に当たる。

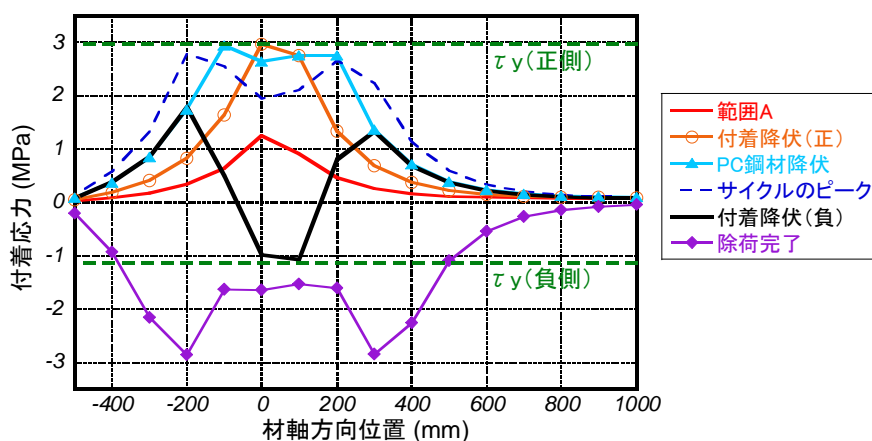


図 4-24 付着応力分布の推移

(1) 傾き K_1 について

傾き K_1 を用いる図 4-23の範囲 A では、図 4-24の赤線およびオレンジ線に示すように、付着応力分布は目地上の点を頂点とした概ね左右対称な三角形となる。そこで図 4-25(a)のような付着応力分布を仮定する（すなわち付着すべり量 S が目地からの距離に比例すると仮定する）と、図中三角形の面積に PC 鋼材の周長を乗じたものが PC 鋼材の張力増分に等しいことから、式 4-37が成立する。範囲 A では付着の $\tau - S$ 関係は弾性であり（図 4-25(b)の O-X の範囲）、また目地部において $S = \Delta L_p$ であることから、付着劣化区間長さ L_p : 一定と仮定すれば、式 4-38より K_1 は ϕ / a_p の関数として表せる。

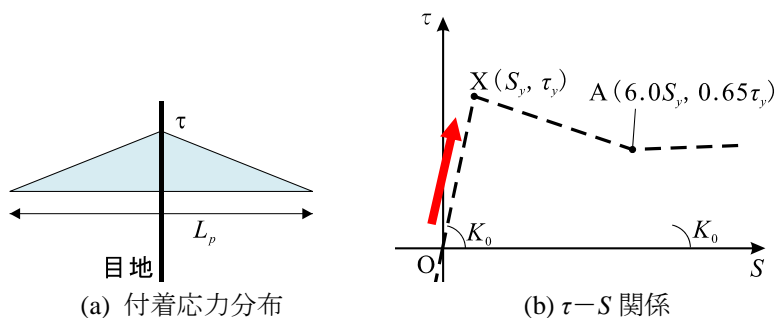


図 4-25 範囲 A における付着応力分布と $\tau - S$ 関係

$$\frac{1}{2} \tau L_p \phi n = E_p \Delta \varepsilon_p a_p n$$

式 4-37

$$\Delta \varepsilon_p = \frac{\phi}{a_p} \Delta L_p \times C \quad (C \text{ は定数})$$

式 4-38

ここに、 ϕ : PC 鋼材径, n : 1 段あたりの PC 鋼材本数, a_p : PC 鋼材の断面積 (1 本あたり)。

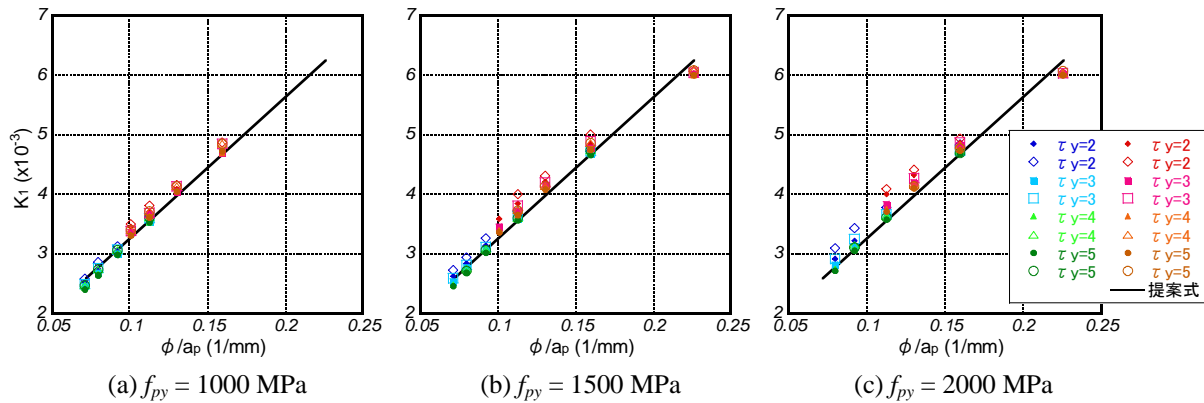


図 4-26 パラメトリックスタディによる $K_1 - \phi/a_p$ 関係

パラメトリックスタディによる $K_1 - \phi/a_p$ 関係を図 4-26 に示す。 $K_1 - \phi/a_p$ 関係は直線となり、 f_{py} , p_e , n の影響は見られないが、 τ_y に関しては τ_y が小さいほど K_1 が大きくなる傾向が見られるため、 K_1 を ϕ/a_p および τ_y の関数として回帰分析を行い、式 4-39 を求めた。

$$K_1 = (23.7 \phi/a_p - 0.051\tau_y + 1.152) \times 10^3$$

式 4-39

(2) 傾き K_2 について

傾き K_2 を用いる図 4-23 の範囲 B (および傾き K_3 を用いる範囲 C) では、図 4-24 の緑線 (および水色線) に示すように、目地部の付着応力は付着降伏応力 τ_y よりも小さくなる (図 4-27(b) の X-A の範囲)。その際の付着応力分布は、 K_1 の場合と同様に S が目地からの距離に比例すると仮定すると、図 4-27(a) のようになり、式 4-40 が成立する。ここで簡単のために $\tau = \tau_y$ とし、かつ L_p が ΔL_p の一次関数であると仮定すると、 $\Delta \varepsilon_p$ は式 4-41 で表せる ($C_1 \sim C_4$ は定数)。

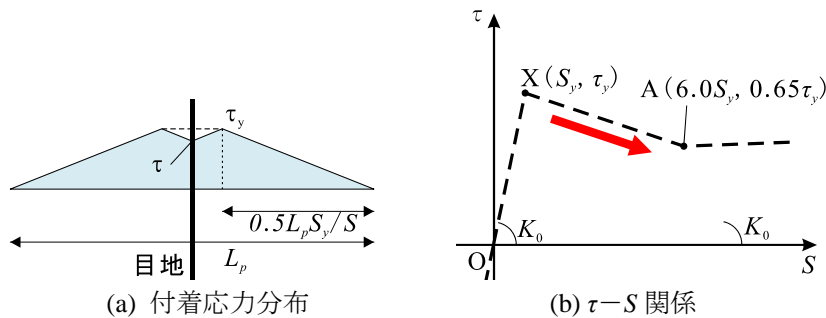


図 4-27 範囲 B における付着応力分布と $\tau - S$ 関係

$$\frac{1}{2}L_p \left\{ \tau_y + \tau \left(1 - \frac{S_y}{S} \right) \right\} \phi n = E_p \Delta \varepsilon_p a_p n$$

式 4-40

$$\Delta \varepsilon_p = \frac{\phi \tau_y}{a_p} \left(C_1 \Delta L_p + C_2 \tau_y + C_3 \frac{\tau_y}{\Delta L_p} + C_4 \right) \times C \quad (C \text{ は定数})$$

式 4-41

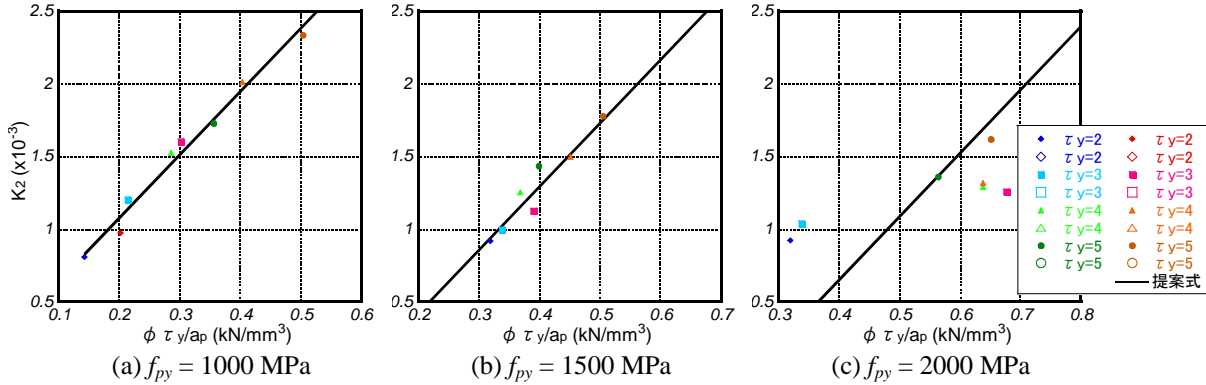


図 4-28 パラメトリックスタディによる $K_2 - \phi \tau_y / a_p$ 関係

$C_2 = C_3 = C_4 = 0$ ならば、 $\Delta \varepsilon_p$ は $\phi \tau_y / a_p \times \Delta L_p$ に比例し、 K_2 は $\phi \tau_y / a_p$ に比例することから、パラメトリックスタディによる $K_2 - \phi \tau_y / a_p$ 関係を図示した (図 4-28)。なお図 4-29に例を示すように、 $\Delta L_p - \Delta \varepsilon_p$ 関係の範囲 B において、 τ_y が同じであれば (図 4-29の例では $\tau_y = 3$ MPa) a_p および p_e が異なっても $\Delta L_p - \Delta \varepsilon_p$ 関係はほぼ同じ経路を辿ることがわかった。そこで図 4-28には、 τ_y, f_{py} を一定とした場合にもっとも範囲 B の部分が長くなるもの (図 4-29の例では $a_p = 250, p_e = 0.65$) のみをプロットした。図 4-28より、 $K_2 - \phi \tau_y / a_p$ 関係は f_{py} が同じならばほぼ直線的な関係を示すことがわかる。そこで K_2 は $\phi \tau_y / a_p / \Delta \varepsilon_p$ と f_{py} の関数であると考え、回帰分析により式 4-42を求めた。

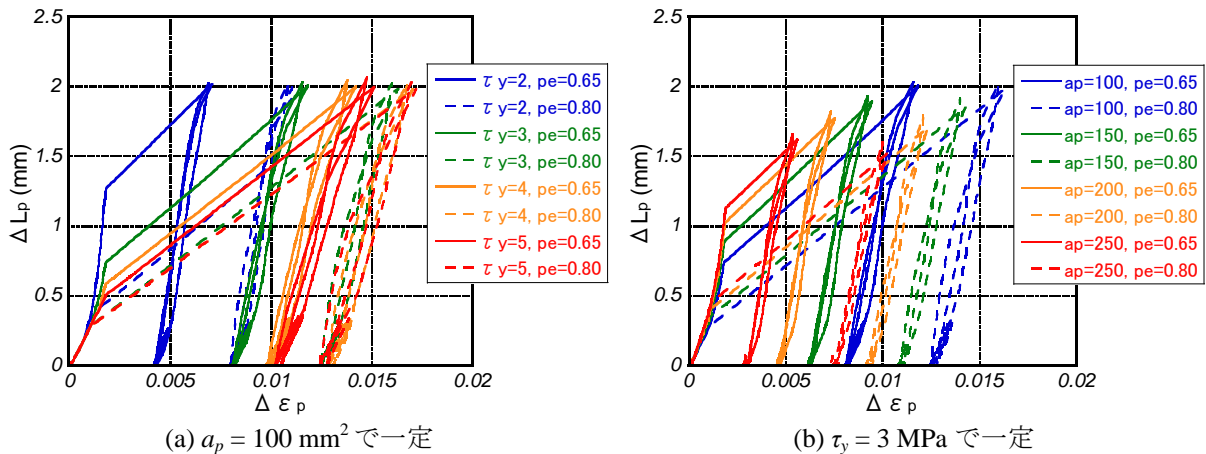


図 4-29 $\Delta L_p - \Delta \varepsilon_p$ 関係パラメトリックスタディ結果の例 ($f_{py} = 1000$ MPa の場合)

$$K_2 = (4.35 \phi \tau_y / a_p - 0.00129 f_{py} + 1.51) \times 10^{-3}$$

式 4-42

(3) 傾き K_3 について

傾き K_3 を用いる図 4-23の範囲 C では、付着応力分布は範囲 B と同様に図 4-27(a)のようになり、式 4-40が成立する。 L_p が一定であると仮定すれば、 τ は S すなわち ΔL_p の一次関数であることから、式 4-43が成立する。図 4-30に $K_3 - \phi / a_p$ 関係を示す。 τ_y , f_{py} , p_e が同じならば $K_3 - \phi / a_p$ 関係はほぼ直線となることから、 K_3 を ϕ / a_p , τ_y , および $f_{py} \times (1 - p_e)$ (すなわち PC 鋼材の降伏時張力と初期導入力の差) の関数と考え、回帰分析より式 4-44を求めた。

$$\Delta \varepsilon_p = \frac{\phi}{a_p} (C_1 \Delta L_p + C_2 \tau_y) \times C \quad (C \text{ は定数})$$

式 4-43

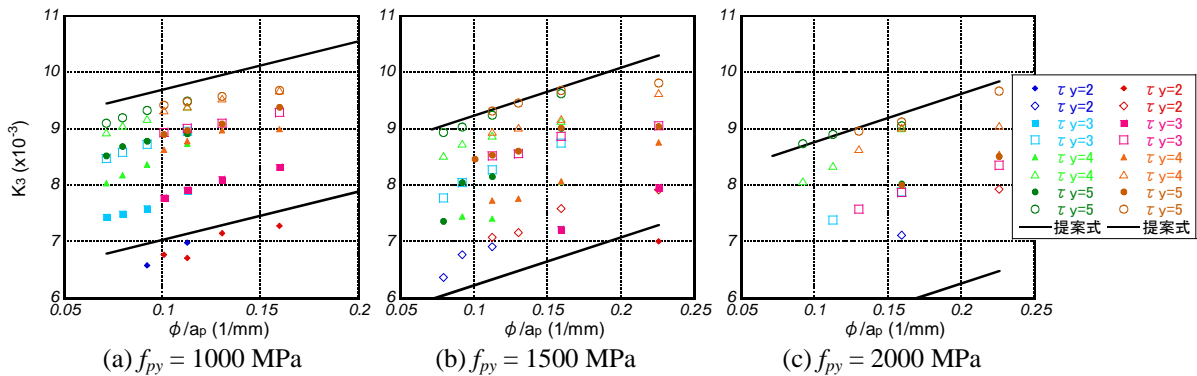


図 4-30 パラメトリックスタディによる $K_3 - \phi / a_p$ 関係

$$K_3 = (8.55 \phi / a_p + 0.653 \tau_y + 0.00465 f_{py} \times (1 - p_e) + 6.50) \times 10^{-3}$$

式 4-44

(4) 加力時の付着降伏時ひずみ増分 $\Delta \varepsilon_{\tau y1}$ について

$\Delta \varepsilon_{\tau y1}$ は範囲 A において $\tau = \tau_y$ となる場合であり、図 4-25(a)の付着応力分布に基づいて K_1 と同様に式 4-37が成立するため、式 4-45より $\phi \tau_y / a_p$ の関数で表すことができる。図に $\Delta \varepsilon_{\tau y1} - \phi \tau_y / a_p$ 関係を示す。

$$\Delta \varepsilon_{\tau y1} = \frac{\phi}{a_p} \tau_y \Delta L_p \times C \quad (C \text{ は定数})$$

式 4-45

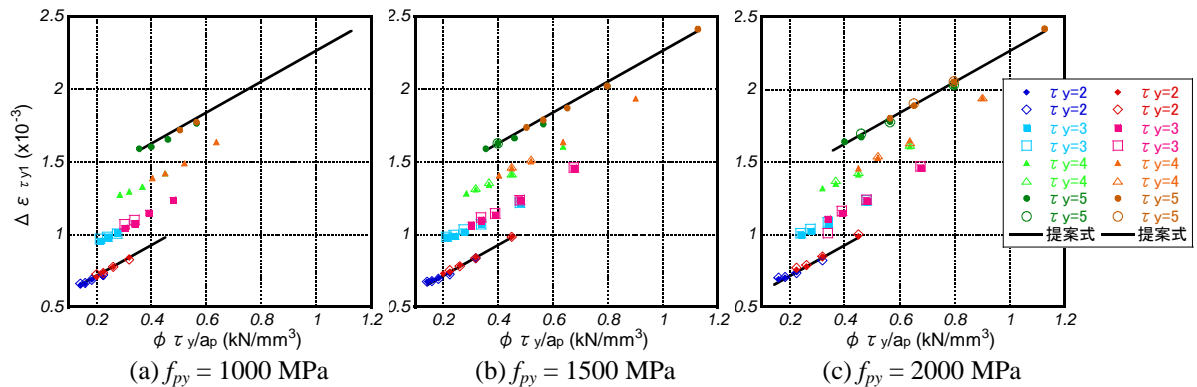


図 4-31 パラメトリックスタディによる $\Delta \varepsilon_{\tau y1} - \phi \tau_y / a_p$ 関係

$\Delta\epsilon_{\tau y1}$ を $\phi\tau_y/a_p$ および τ_y の関数として回帰分析を行い、式 4-46を求めた。

$$\Delta\epsilon_{\tau y1} = (1.07 \phi \tau_y / a_p + 0.23\tau_y + 0.04) \times 10^{-3}$$

式 4-46

(5) 除荷時の付着降伏時ひずみ増分 $\Delta\epsilon_{\tau y2}$ について

除荷方向での付着降伏は、PC 鋼材のひずみが荷重反転点から $\Delta\epsilon_{\tau y2}$ 減少した場合に生じるとし、この点が範囲④と⑤の境界となる。除荷時の付着降伏時ひずみ増分に関しては、図 4-32に示す付着応力-すべり履歴より以下の式とした。

$$\Delta\epsilon_{\tau y2} = 0.65\{0.65(1 + 0.49)\} \times \Delta\epsilon_{\tau y1}$$

式 4-47

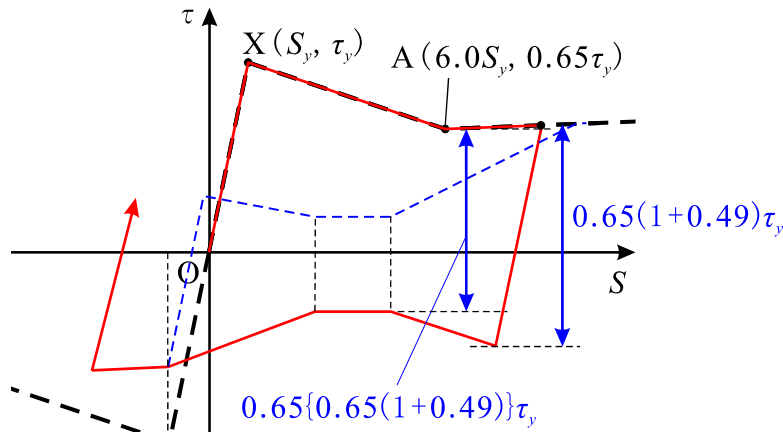


図 4-32 付着応力-すべり量関係提案モデル

(6) 更に繰り返しを行う際の付着降伏時ひずみ増分 $\Delta\epsilon_{\tau yn}$ について

2 回以上荷重反転がある場合は、付着降伏時ひずみ増分 $\Delta\epsilon_{\tau yn}$ は $\Delta\epsilon_{\tau y2}$ で一定とする。

② 混合より線を用いる場合の $\Delta L_p - \Delta\epsilon_p$ 関係式

PC 鋼材に混合より線を用いる場合には、式 4-32～式 4-35は以下のように変更される。以下では高強度・低強度各素線の断面積を $a_{pH} \cdot a_{pL}$ 、降伏強度を $f_{pyH} \cdot f_{pyL}$ とする。また、簡単のため両素線のヤング係数は E_p で等しいとし、また初期 PC 力導入時に低強度素線はほぼ降伏しているものとする。

○ 式 4-32 : $K_1 = (23.7 \phi / a_p - 0.051\tau_y + 1.152) \times 10^{-3}$ の変更

式 4-37より、低強度素線が未降伏の範囲では $\frac{1}{2} \sigma L_p \phi n = E_p \Delta\epsilon_p (a_{pH} + a_{pL}) n$ 、低強度素線降伏後は $\frac{1}{2} \sigma L_p \phi n = E_p \Delta\epsilon_p a_{pH} n$ が成立する。よって、

$$\begin{aligned} K_1 &= (23.7 \phi / (a_{pH} + a_{pL}) - 0.051\tau_y + 1.152) \times 10^{-3} && \text{(低強度素線未降伏のとき)} \\ &= (23.7 \phi / a_{pH} - 0.051\tau_y + 1.152) \times 10^{-3} && \text{(低強度素線降伏後)} \end{aligned}$$

式 4-48

○ 式 4-33 : $K_2 = (4.35 \phi \tau_y / a_p - 0.00129 f_{py} + 1.51) \times 10^{-3}$ の変更

低強度素線は既に降伏していると考え、式 4-40 より、 $\frac{1}{2} L_p \left\{ \tau_y + \tau \left(1 - \frac{S_y}{S} \right) \right\} \phi n = E_p \Delta \varepsilon_p a_{pH} n$ が成立する。よって、

$$K_2 = (4.35 \phi \tau_y / a_{pH} + 0.00129 f_{py} + 1.51) \times 10^{-3}$$

式 4-49

○ 式 4-34 : $K_3 = (8.55 \phi / a_p + 0.653 \tau_y + 0.00465 f_{py} \times (1 - p_e) + 6.50) \times 10^{-3}$ の変更

K_3 を用いる図 4-23 の範囲 C では、低強度素線は既に降伏しているため、式 4-49 と同様に a_p に代えて a_{pH} を用いばよい。よって K_3 は以下の式で表せる。

$$K_3 = (8.55 \phi / a_{pH} + 0.653 \tau_y + 0.00465 f_{pyH} \times (1 - p_e) + 6.50) \times 10^{-3}$$

式 4-50

○ 式 4-35 : $\Delta \varepsilon_{y1} = (1.07 \phi \tau_y / a_p + 0.23 \tau_y + 0.04) \times 10^{-3}$ の変更

低強度素線は既に降伏していると考え、式 4-37 より $\frac{1}{2} \tau L_p \phi n = E_p \Delta \varepsilon_p a_{pH} n$ が成立する。よって、

$$\Delta \varepsilon_{y1} = (1.07 \phi \tau_y / a_{pH} + 0.23 \tau_y + 0.04) \times 10^{-3}$$

式 4-51

4.4.4 部材端回転バネモデルを用いた計算結果と実験結果との比較

図 4-33～図 4-37 に提案する材端回転バネモデルを用いた計算結果と、実験結果および FEM 解析結果を比較する。対象とするのは片持ち梁実験における BOND, UNBOND, H3L4 および H1L6 試験体である。H1L6 試験体はグラウトの充填不良により付着劣化が早期に生じた可能性があるため、付着強度を半減した解析・計算結果も併せて示す (図 4-37)。

いずれの試験体でも、提案する材端バネモデルを用いた計算結果は、FEM 解析結果と同程度の精度で実験結果を追うことができた。図 4-38 には PC 鋼材挙動のキーとなる $\Delta L_p - \Delta \varepsilon_p$ 関係について、材端バネモデルと FEM 解析の結果を示す。提案する材端バネモデルは、コンクリートの損傷がほとんどない R = 0.5% サイクルでは FEM 解析結果と良く一致しており、変形が大きくなるにつれて差を生じるが、解析時の挙動をある程度追っている。

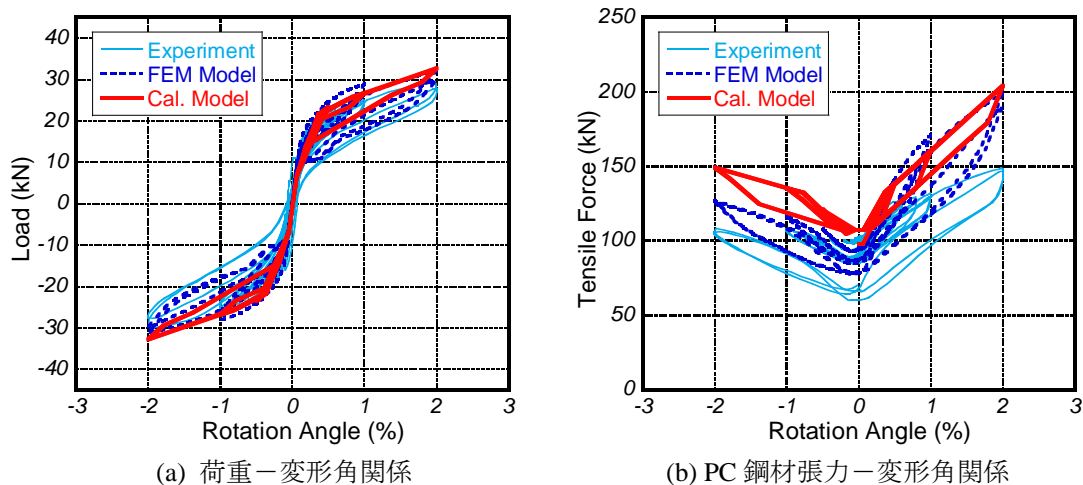
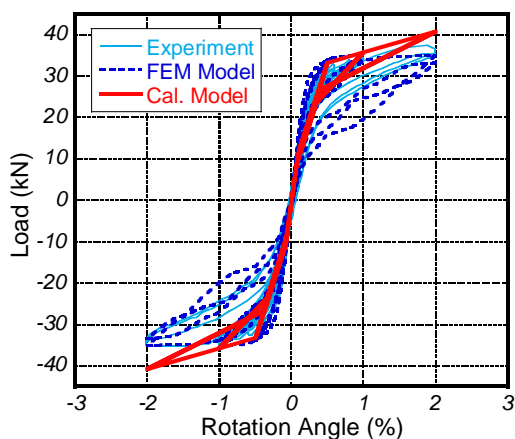
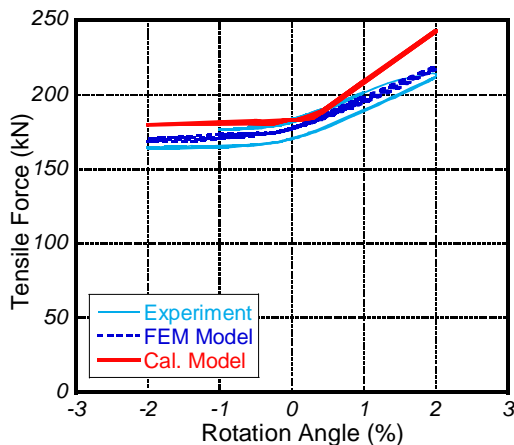


図 4-33 材端バネモデルと実験結果および FEM 解析結果の比較 (BOND)

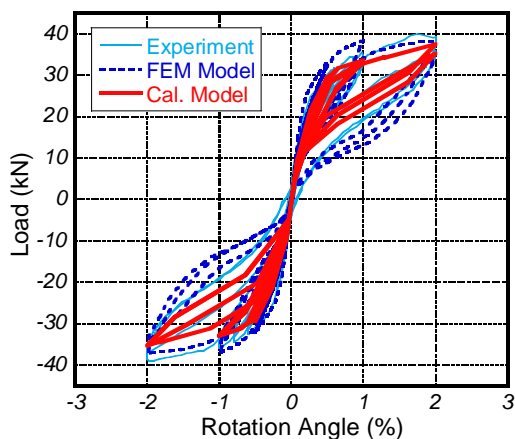


(a) 荷重－変形角関係

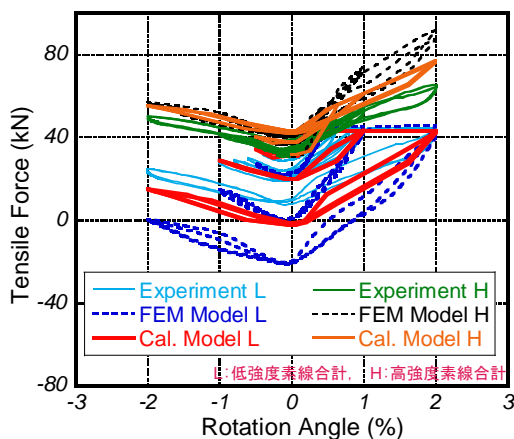


(b) PC 鋼材張力－変形角関係

図 4-34 材端バネモデルと実験結果および FEM 解析結果の比較 (UNBOND)

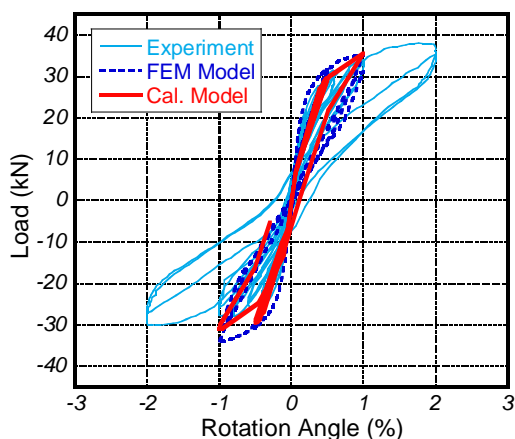


(a) 荷重－変形角関係

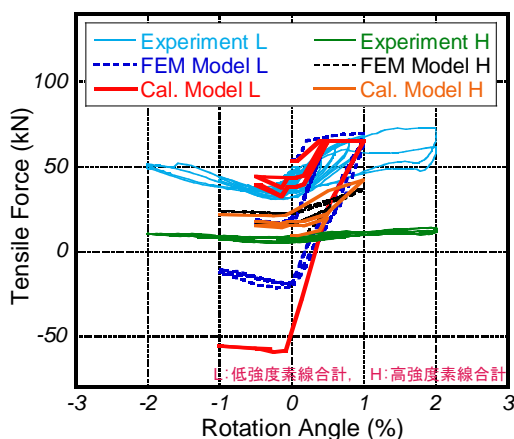


(b) PC 鋼材張力－変形角関係

図 4-35 材端バネモデルと実験結果および FEM 解析結果の比較 (H3L4)



(a) 荷重－変形角関係



(b) PC 鋼材張力－変形角関係

図 4-36 材端バネモデルと実験結果および FEM 解析結果の比較 (H1L6)

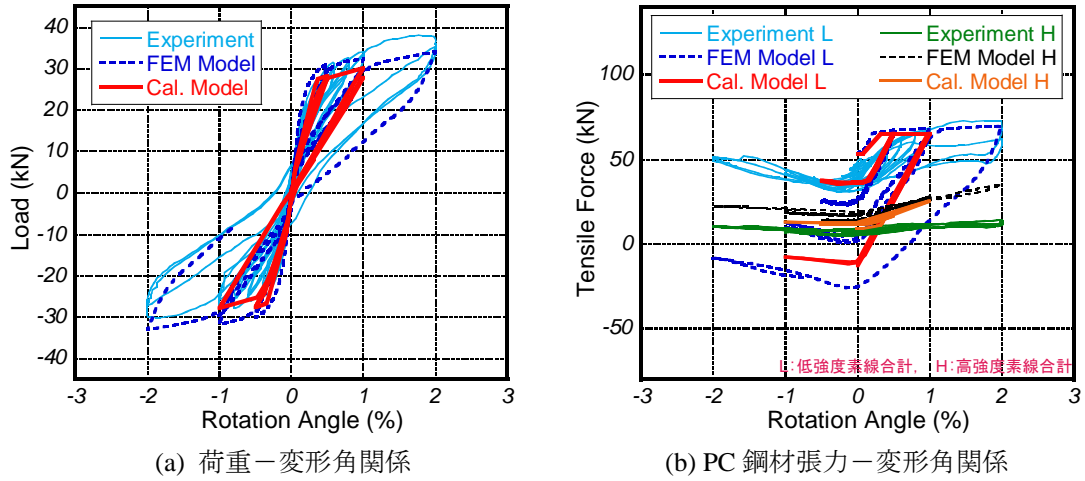


図 4-37 材端バネモデルと実験結果および FEM 解析結果の比較 (H1L6, 付着強度半減)

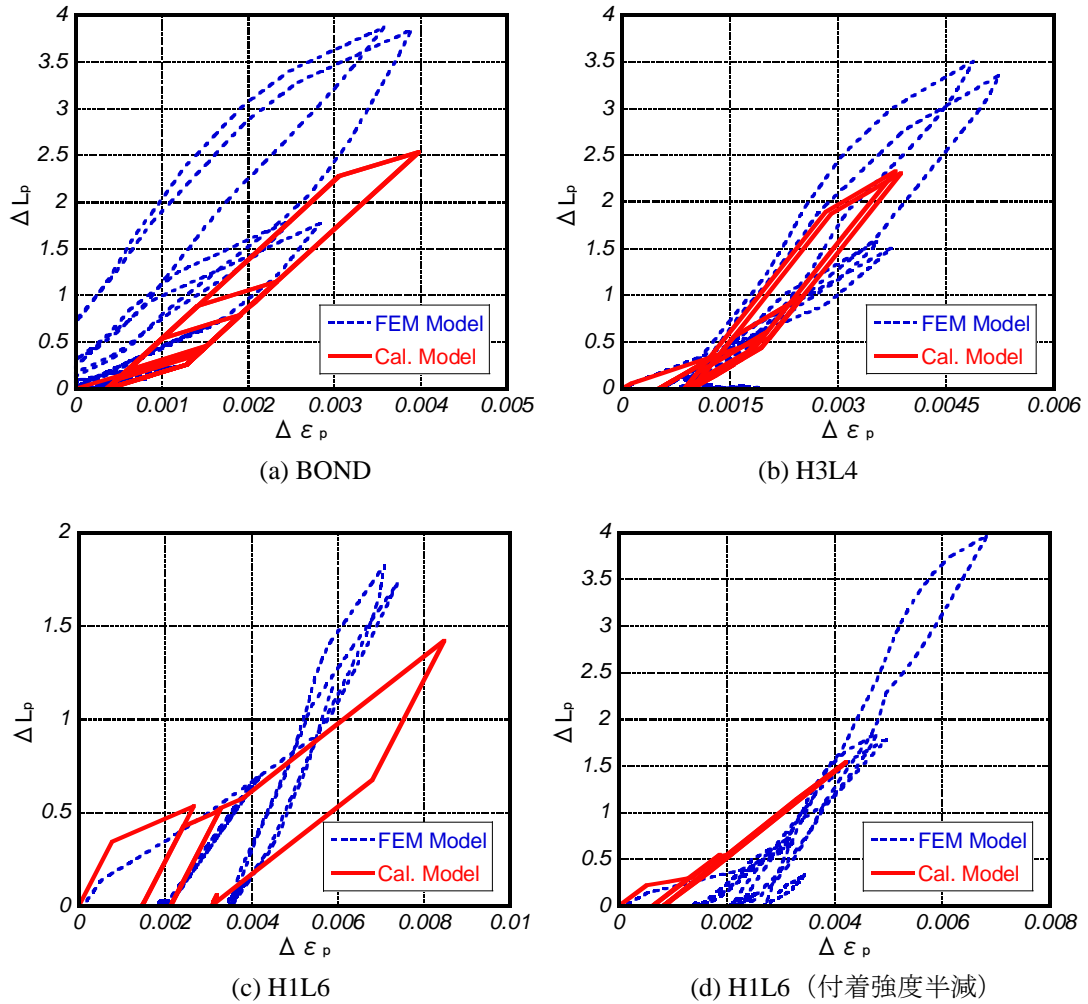


図 4-38 材端バネモデルと FEM モデルにおける $\Delta L_p - \Delta \varepsilon_p$ 関係

4.5 まとめ

本章では圧着型 PCaPC 部材を対象に、圧着接合部の離間と回転挙動を模擬した FEM 解析モデルを構築した。PC 鋼材に関しては、付着すべり特性に既往の研究における繰り返し履歴モデルを修正して適用し、コンクリート・PC 鋼材などの構成要素の挙動に至るまで実験結果を精度良く追跡可能な FEM 解析モデルを構築した。

次いで FEM モデルに基づき、離間部における PC 鋼材の抜け出しと付着特性の関係をモデル化することにより、部材全体の荷重-変形履歴のみならず、PC 鋼材のひずみ（並びに張力）履歴を精度良く予測可能な計算モデルを提案した。この計算モデルは、FEM モデルに比べて大幅に計算コストを削減し、比較的精度良く部材の挙動を予測することができる。特に、従来のモデルでは考慮されていなかった PC 鋼材のひずみを逐次計算することができ、PC 鋼材の挙動（低強度素線の降伏と張力低下）が全体の履歴に大きな影響を及ぼす混合より線を用いる場合に大変有用であると言える。また本モデルは圧着接合面における $M-\theta$ 関係の形で提案しているため、材端回転バネとして骨組み解析に組み込むことが可能である。

4.6 参考文献

- [4.1] 中塚侑, 阿波野昌幸: 丸形 PC 鋼棒圧着型片持ち PC 梁の荷重-変形関係のマクロモデルによる推定, 日本建築学会構造系論文集, No. 555, pp. 141-148, 2002.5
- [4.2] 中塚侑, 阿波野昌幸, 中川明德: 異形 PC 鋼棒圧着型片持ち梁の荷重-変形関係推定のためのマクロモデル, 日本建築学会構造系論文集, No. 562, pp. 123-128, 2002.12
- [4.3] 菅田昌宏, 中塚侑: アンボンド PC 圧着エネルギー吸収型高復元性部材のマクロモデルによる荷重-変形関係の推定, 日本建築学会構造系論文集, No. 590, pp. 103-110, 2005.4
- [4.4] 坂上肇, 瀬戸俊明, 坂田弘安, 松崎育弘: PC 圧着関節工法を用いた骨組の履歴性状に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 30, No. 3, pp. 529-534, 2008.
- [4.5] 足立将人, 高津比呂人, 西山峰広: PC 網より線とグラウト材間の付着特性のモデル化(その1)~(その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造 IV, pp. 1009-1010, 2000.
- [4.6] 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, 日本建築学会論文報告集, No. 229, pp. 15-24, 1975.3
- [4.7] 是永健好, 渡辺英義: PC 鋼より線とグラウト材の付着特性評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造 IV, pp. 1083-1084, 1999.
- [4.8] Dassault Systèmes, *Abaqus Version 6.7 Abaqus Analysis User's マニュアル*
- [4.9] Lee, J. and G. L. Fenves (1998). "Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures", *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 124, No.8, 892-900
- [4.10] Lubliner, J.J., Oliver, S.O. and E. Oñate (1989). "A Plastic-Damage Model for Concrete", *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 25, 299-329

5 復元性の維持条件とエネルギー消費要素量の決定手法の提案

5.1 はじめに

本章では、3章で提案した復元性とエネルギー消費を両立させた構造形式に関して、4章で提案した圧着接合面の離間と回転を考慮した材端回転バネモデルに基づき、PC鋼材量（架構に復元性を与える要素）とエネルギー消費要素の最適量を求める手法を提案する。5.2項では圧着型PCaPC鋼材におけるPC鋼材最低量の算定手法を提案し、部材内部にエネルギー消費要素を有する構造形式である、混合より線を緊張材とするPCaPC部材に関して、より線の適切な構成および量の決定方法を述べる。5.3項では、部材外部にエネルギー消費要素を有する構造形式である、波形鋼板ダンパーを用いたPCaPC架構について、ダンパーの水平荷重負担割合の最適化手法を示す。

5.2 部材端回転バネモデルに基づく適切なPC鋼材量の算定

本研究で提案する構造形式は、PC鋼材の緊張力により復元性を得るものであり、設計に際してはその最低量をまず明らかにする必要がある。以下では4章で提案した材端バネモデルに基づき、部材に期待される変形量に対して、復元性を維持できるPC鋼材の最低量算定手法を述べる。

5.2.1 部材の復元性を維持する条件

圧着型PCaPC構造において、部材の損傷が軽微であり通常のRC構造におけるヒンジ部のように大きな塑性変形が生じないとすると、部材または架構の復元性を維持するには、変形後の除荷完了時に離間した圧着接合面が再接触し、部材の回転変形が十分小さくなっていれば良い。

部材にPC力によらない軸力が存在している場合には、圧着接合面の再接触は必ず生じ、コンクリートの損傷に伴う残留変形が過大でない限り部材の復元性は維持される。一方、部材にPC力によらない軸力が存在しない場合には、PC鋼材が除荷時に圧着接合面を再接触させるのに十分な張力を維持している必要がある。PC鋼材が弾性挙動していれば、コンクリートの損傷に伴う張力劣化が過大にならない限りこの条件は満たされ、復元性が維持できる。しかしPC鋼材が降伏する場合には、張力劣化がはるかに大きいため、想定する変形に応じて鋼材量を検討する必要がある（特に混合より線では低強度素線は部材の変形前あるいは非常に早期から降伏しており、変形後の除荷時には必ず張力劣化が生じる）。

また、圧着接合面にシアーキー等を設けずせん断に対し摩擦力のみで抵抗する場合には、摩擦耐力が常にせん断力を上回らなければならない。摩擦耐力が不足した場合には圧着接合面においてせん断方向のすべりが生じ、これは過大な変形やPC鋼材の破断等につながるおそれがある。摩擦耐力は圧着力に比例するため、ここでもPC鋼材が十分な張力を維持することが必要な条件となる。

以上のことから、圧着型PCaPC部材の復元性を維持する条件として以下が設定できる。

- (1) 対象とする部材において、想定する最大変形から除荷した際に、PC力と軸力の和が0を下回らない（変形時に離間した圧着接合面が、除荷完了時に再接触する）。

(2) 目地部における摩擦耐力が部材に生じるせん断力を下回らない。

以下では各条件を満たす PC 鋼材の最低量算定手法を示す。

5.2.2 PC 鋼材最低量の算定手法

5.2.1項で示した復元性の維持に関して PC 鋼材が満たすべき条件について、4 章で提案した材端回転バネモデルを用い、PC 鋼材の挙動を検討する。除荷完了時の PC 鋼材張力は、圧着接合面における鋼材のひずみ増分 $\Delta \varepsilon_p$ を考えることにより算定できる。その際、部材の変形は圧着接合面の回転のみによって生じると考えれば安全側の評価となる。なお、本研究で提案した材端回転バネモデルを用いて圧着型 PCaPC 部材の変形を予測する場合、圧着接合面の回転による変形の割合は、部材角 $R = 1.0\%$ 時に全体変形（圧着接合面の離間により生じる部材全体の回転変形に、部材の弾性曲げ変形を足し合わせたもの）の 7~8 割を占めており、部材角が大きくなるとこの割合も増大することから、圧着接合面の回転のみで部材の変形を評価することは過剰に安全側の見積もりとはならないと考えられる。

(1) PC 力と軸力の和が 0 を下回らない条件について

○ PC 鋼材張力変動に関する検討

PC 鋼材（特に引張側）が降伏に至らない場合は、コンクリートが健全であれば除荷完了時に PC 鋼材張力は初期状態から変動しない。以下では PC 鋼材が降伏する場合について検討する。図 5-1 より、PC 鋼材が降伏してひずみ増分 $\Delta \varepsilon_p$ を経験した状態から圧着接合面のモーメントが 0 になるまで除荷した際、すなわち PC 鋼材のひずみを初期張力導入時のひずみ ε_{pi} よりも大きいある値 ε_{pr} まで戻した際の張力は、式 5-1 で求めることができる。

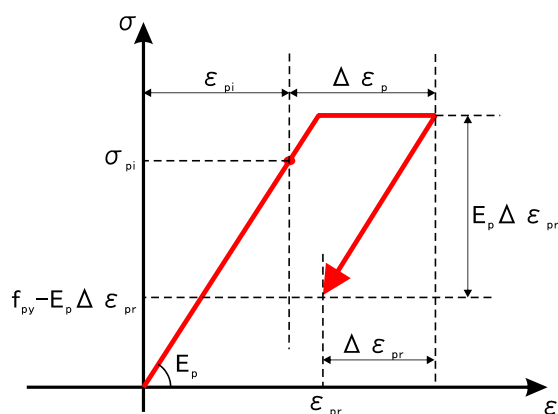


図 5-1 PC 鋼材の応力およびひずみ変化

$$T_p = (f_{py} - E_p \Delta \varepsilon_{pr}) a_p n$$

式 5-1

ここに、 T_p : PC 鋼材張力、 f_{py} : PC 鋼材の降伏強度、 E_p : PC 鋼材のヤング係数、 a_p : PC 鋼材の断面積（1 本あたり）、 n : 一段あたりの PC 鋼材本数、 $\Delta \varepsilon_{pr}$: PC 鋼材の最大変形時ひずみと除荷時のひずみとの差。

よって引張・圧縮側の各 PC 鋼材張力は、式 5-2より求めることができる。

$$\begin{aligned}
 T_{pt} &= (f_{py} - E_p \Delta \varepsilon_{prt}) a_{pt} n_t \\
 T_{pc} &= (f_{py} - E_p \Delta \varepsilon_{prc}) a_{pc} n_c && (\Delta \varepsilon_{pc} \geq f_{py} / E_p - \varepsilon_{pi} \text{ のとき}) \\
 T_{pc} &= E_p \varepsilon_{pi} a_{pc} n_c && (\Delta \varepsilon_{pc} < f_{py} / E_p - \varepsilon_{pi} \text{ のとき})
 \end{aligned}$$

式 5-2

ここに、 $T_{pt} \cdot T_{pc}$: 引張・圧縮側 PC 鋼材張力、 $a_{pt} \cdot a_{pc}$: 引張・圧縮側 PC 鋼材の断面積 (1 本あたり)、 $n_t \cdot n_c$: 引張・圧縮側 PC 鋼材の本数、 $\Delta \varepsilon_{prt} \cdot \Delta \varepsilon_{prc}$: 引張・圧縮側 PC 鋼材の最大変形時ひずみと除荷時のひずみとの差、 ε_{pi} : PC 鋼材の初期張力導入時のひずみで、 $f_{py} / E_p \times p_{eo}$

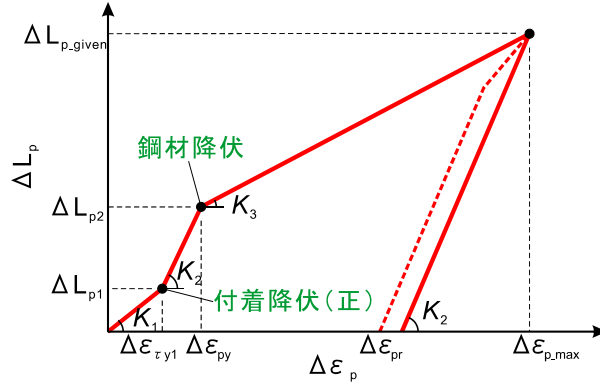


図 5-2 $\Delta L_p - \Delta \varepsilon_p$ 関係例

以下では $\Delta \varepsilon_{pr}$ の算出について述べる。図 5-2において、式 4-32～式 4-36に示した ΔL_p と $\Delta \varepsilon_p$ の関係より、

$$\Delta L_{p1} = \Delta \varepsilon_{py1} / K_1$$

式 5-3

$$\Delta L_{p2} = \frac{\Delta \varepsilon_{py} - \Delta \varepsilon_{\tau y1}}{K_2} + \frac{\Delta \varepsilon_{\tau y1}}{K_1}$$

式 5-4

ここに、 ΔL_{p1} : 付着降伏時の PC 鋼材伸び出し量、 ΔL_{p2} : PC 鋼材降伏時の PC 鋼材伸び出し量、 $\Delta \varepsilon_{py}$: 初期 PC 力導入時ひずみと降伏時ひずみの差で、 $f_{py} / E_p - \varepsilon_{pi}$ 、 K_1 、 K_2 、 $\Delta \varepsilon_{\tau y1}$ は式 4-32～式 4-36より求める。

最大ひずみ増分 $\Delta \varepsilon_{p,max}$ は以下となる。

$$\Delta \varepsilon_{p,max} = K_3 (\Delta L_{p,given} - \Delta L_{p2}) + \Delta \varepsilon_{py}$$

式 5-5

ここに、 $\Delta L_{p,given}$: 想定する最大変形時の PC 鋼材伸び出し量。 K_3 は式 4-34より求める。

残留ひずみ ε_{pr} は、除荷時の傾きが K_2 で一定、すなわち載荷反転時から負側付着降伏までの範囲 D を無視して考えると (元の履歴は図 5-2の破線)、以下になる。

$$\varepsilon_{pr} = \Delta \varepsilon_{p,max} - K_2 \times \Delta L_{p,given}$$

式 5-6

よって、 $\Delta\varepsilon_{pr} = \Delta\varepsilon_{p_max} - \varepsilon_{pr}$ より、

$$\begin{aligned} T_{pt} &= (f_{py} - E_p K_2 \Delta L_{p_givent}) a_{pt} n_t \\ T_{pc} &= (f_{py} - E_p K_2 \Delta L_{p_givenc}) a_{pc} n_c \quad (\Delta L_{p_givenc} \geq \Delta L_{p2c} \text{ のとき}) \\ T_{pc} &= E_p \varepsilon_{pi} a_{pc} n_c \quad (\Delta L_{p_givenc} < \Delta L_{p2c} \text{ のとき}) \end{aligned}$$

式 5-7

ここに、 $\Delta L_{p_givent} \cdot \Delta L_{p_givenc}$ ：引張・圧縮側の PC 鋼材伸び出し量、 ΔL_{p2c} ：圧縮側 PC 鋼材における PC 鋼材降伏時の伸び出し量。

よって除荷時の PC 鋼材張力合計は以下となる。

$$\begin{aligned} T_{p_total} &= f_{py} (a_{pt} n_t + a_{pc} n_c) - E_p K_2 (\Delta L_{p_givent} a_{pt} n_t + \Delta L_{p_givenc} a_{pc} n_c) \quad (\Delta L_{p_givenc} \geq \Delta L_{p2c} \text{ のとき}) \\ T_{p_total} &= (f_{py} - E_p K_2 \Delta L_{p_givent}) a_{pt} n_t + E_p \varepsilon_{pi} a_{pc} n_c \quad (\Delta L_{p_givenc} < \Delta L_{p2c} \text{ のとき}) \end{aligned}$$

式 5-8

<上下対称断面の場合>

上下対称型の断面を有する部材の場合は、引張・圧縮側 PC 鋼材の経験する伸び出し量 $\Delta L_{p_givent} \cdot \Delta L_{p_givenc}$ は式 5-9によって簡単に表せる。

$$\begin{aligned} \Delta L_{p_givent} &= R_m \left(\frac{D}{2} + e \right) \\ \Delta L_{p_givenc} &= R_m \left(\frac{D}{2} - e \right) \end{aligned}$$

式 5-9

ここに、 R_m ：想定する最大変形時の部材角、 D ：部材せい、 e ：PC 鋼材の材軸からの偏心距離。

このとき除荷時の PC 鋼材張力合計は、式 5-10で求められる。

$$\begin{aligned} T_{p_total} &= (2f_{py} - E_p K_2 D R_m) a_p \quad (\Delta L_{p_givenc} \geq \Delta L_{p2c} \text{ のとき}) \\ T_{p_total} &= \left\{ f_{py} - E_p K_2 R_m \left(\frac{D}{2} + e \right) + E_p \varepsilon_{pi} \right\} a_p \quad (\Delta L_{p_givenc} < \Delta L_{p2c} \text{ のとき}) \end{aligned}$$

式 5-10

○ PC 鋼材最低量の算定

式 5-8または式 5-10において、 K_2 は式 4-33に示すように、PC 鋼材径 ϕ 、PC 鋼材断面積 a_p 、付着降伏強度 τ_y 、PC 鋼材降伏強度 f_{py} の関数であることから、使用する PC 鋼材本数・PC 鋼材種・グラウト強度が決まっていれば（すなわち ϕ 、 E_p 、 f_{py} 、 τ_y が既知であれば）、PC 力と軸力の和が負にならないという条件から、 R_m に応じて a_p の下限値を求めることができる。除荷完了時の軸力が N であるとする、 $T_{p_total} + N > 0$ の条件に式 5-8または式 5-10、および式 4-33を代入することで、 a_p について不等式を得（ a_p の2次式となる）、これを解けば良い。

$$K_2 = (4.35 \phi \tau_y / a_p - 0.00129 f_{py} + 1.51) \times 10^{-3}$$

式 5-11

(2) 圧着面における摩擦耐力が部材のせん断力を下回らない条件について

河野ら^[5.1]や岡本ら^[5.2]に指摘されているように、繰り返し変形により PC 鋼材の張力が低下すると、圧着接合面の残存せん断耐力も減少する。PC 張力の低下は PC 鋼材の降伏だけでなくコンクリートの

損傷によっても生じ、また圧着接合面に生じるせん断力と PC 鋼材張力による圧着力は、部材の変形量に応じてどちらも変化するため、簡単に評価することは難しい。

本研究で提案した材端回転バネモデルを用いれば、圧着力とせん断力の変化を確認することは可能であるが、逐次計算が必要であり、現時点では単純な評価式を提案できない。ただし、少なくとも長期荷重により生じるせん断力に対しては、式 5-8 または式 5-10 を用いることにより、変形からの除荷時における圧着力 (= PC 鋼材張力の合計) を算出して耐力を確認することができる。除荷完了時の部材軸力を N とすると、以下の不等式を満たせば良い。

$$\mu (T_{p_total} + N) > \text{長期荷重}$$

式 5-12

ここに、 μ : 圧着接合面における摩擦係数で、プレストレストコンクリート設計施工基準・同解説^[5.3]では 0.5 としている。

5.2.3 混合より線を緊張材として用いた部材への応用

混合より線を緊張材として用いた圧着型 PCaPC 部材においては、低強度素線が初めから降伏しているため変形後のより線全体の張力は必ず低下し、その残存張力を正しく評価する必要がある。また、混合より線の構成 (低強度・高強度素線の割合) の決定に際しては、低強度素線の割合を増大させるとエネルギー消費性能は向上するが、復元性は低下するため、双方のバランスの良いより線を選択する必要がある。5.2.2 項で提案した残留張力算定法は、PC 鋼材のひずみ変化を考慮しているため、混合より線において低強度・高強度各素線の張力を別々に評価することができる。

○ PC 力と軸力の和が 0 を下回らない条件について

図 5-3 に、式 5-10 における T_{p_total} が負にならないという条件より求めた、混合より線を用いた梁部材の R_m 限界値の試算結果を示す。 R_m 限界値とは、最大経験部材角 R_m から除荷した際に PC 鋼材張力の合計が負にならない最大の部材角である (梁部材を仮定しているため軸力は 0 とした)。試算の対象断面は図 5-3(d) に示す上下対称型とし、コンクリート強度・グラウト強度はともに 60 MPa、高強度・低強度素線の降伏強度はそれぞれ 2000 MPa・400 MPa とした。PC より線の付着強度は、是永ら^[5.4]の提案式 (式 4-2 および式 3-42) より算出した。初期導入 PC 力は、低強度素線がちょうど降伏に達する大きさとした。結果のグラフには、全 PC 鋼材の張力の和が負にならない場合 (実線) だけでなく、高強度素線が降伏しない場合 (破線) の計算値も併せて示す。高強度素線が降伏しない場合には、混合より線には損傷が発生していないと捉えることができ、コンクリートの損傷が軽微であれば補修が全く不要といえる。図 5-3(a) は高強度素線断面積 a_{pH} 一定の場合、図 5-3(b) は混合より線の全断面積 ($a_{pH} + a_{pL}$) が一定の場合、図 5-3(c) は高強度素線降伏時の混合より線全体の張力が一定の場合 (すなわち、高強度素線を基準とした等価断面積 $a_{p_eq} = a_{pH} + a_{pL} \times f_{pyL} / f_{pyH}$ が一定の場合) をそれぞれ示す。PC 鋼材径 ϕ は混合より線全体の断面積に対し、円形断面を仮定して算出した。前の段落で述べたように、低強度素線の割合が増加すると R_m 限界値は小さくなる。すなわち、同一の変形角を経験した場合には、低強度素線の割合が増大すると復元性が低下することが、いずれのグラフからもわかる。

$$S_y = 2.88 \times 10^{-3} \tau_y \times \phi$$

式 5-13

$$\tau_y = 0.602\alpha \times (G\sigma_B)^{1/2}$$

式 5-14

ここに、 ϕ : 鋼材径 (= より線の公称径), α : より線の形状による係数で, $\alpha = 1.0$ (7本より線), $\alpha = 1.17$ (19本より線), $G\sigma_B$: グラウト材強度。

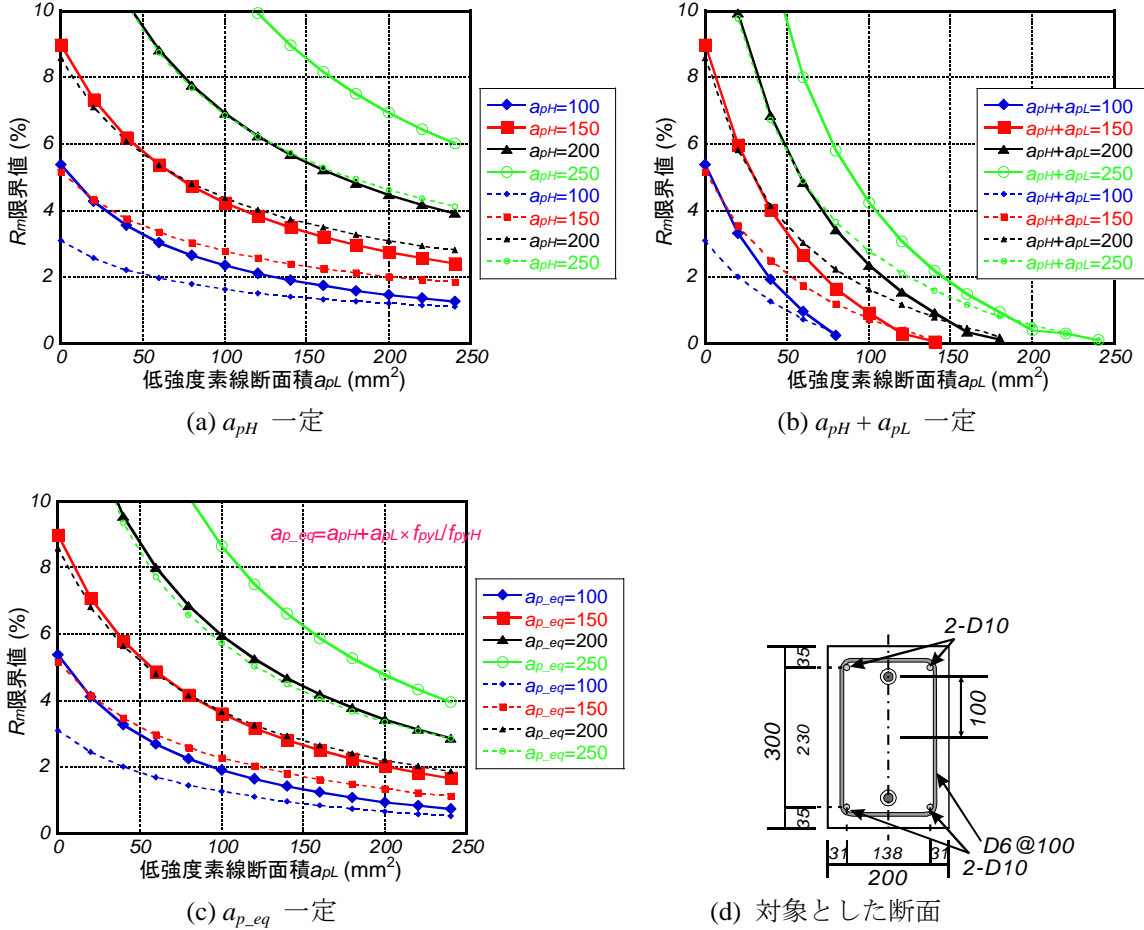


図 5-3 R_m 限界値試算結果 (軸力に関する条件のみを考慮した場合)

○ 圧着面における摩擦耐力が部材のせん断力を下回らない条件について

図 5-4に、圧着面における摩擦耐力が部材に作用するせん断力を下回らないという条件について、 R_m 限界値の試算結果を示す。対象としたのは図 5-3(d)に示す上下対称断面を有する梁部材であり、圧着面に作用するせん断力は、せん断スパン比 $a/D = 5$ (部材長 1500 mm) となる片持ち梁を想定した場合の、圧着面のモーメントに対応する材端荷重とした。部材は圧着面の摩擦のみでせん断力に抵抗するとし、摩擦係数は $\mu = 0.5$ とした。高強度素線断面積 a_{pH} を 100, 150, 200, 250 mm^2 で一定とした場合に、低強度素線断面積 a_{pL} を変化させた場合について、4章で提案した部材端回転バネモデルを適用して R_m 限界値を求めた。図 5-4には、付着強度 $\tau_y = 4.66 \text{ MPa}$ の場合 (グラウト強度 60MPa として式 3-42より算出)、および $\tau_y = 6.99 \text{ MPa}$ の場合 (グラウト強度 90MPa として式 3-42より算出) の結果を示す。付着強度が大きいと PC 鋼材が早期に降伏するため、 R_m 限界値は小さくなる。また、低強度素線の断面積が増えると、除荷時の PC 張力低下割合が大きくなるため、 R_m 限界値は小さくなる。

また、図 5-5には PC 力と軸力の和が 0 を下回らない条件について算出した R_m 限界値を示す。計算方法は図 5-3(a)と同様であるが、図 5-4との比較のために $\tau_y = 4.66 \text{ MPa}$, および 6.99 MPa の場合につ

いて示した。この試算で対象とした断面を有する梁部材では、いずれの素線組み合わせの混合より線を用いても、軸力に関する条件が支配的となって部材の最大変形角が制限されることがわかる。

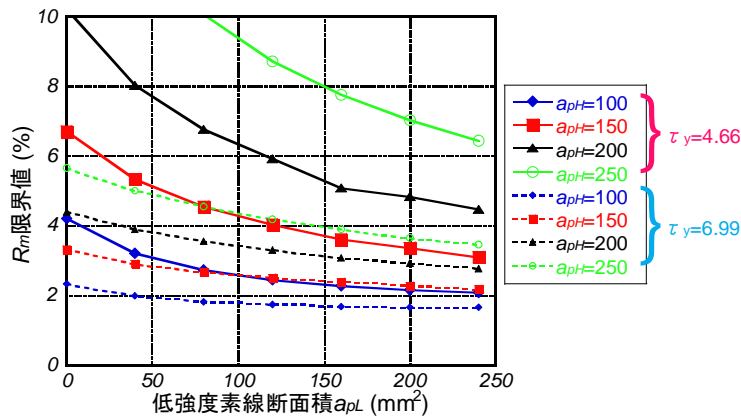


図 5-4 R_m 限界値試算結果（せん断に関する条件のみを考慮した場合）

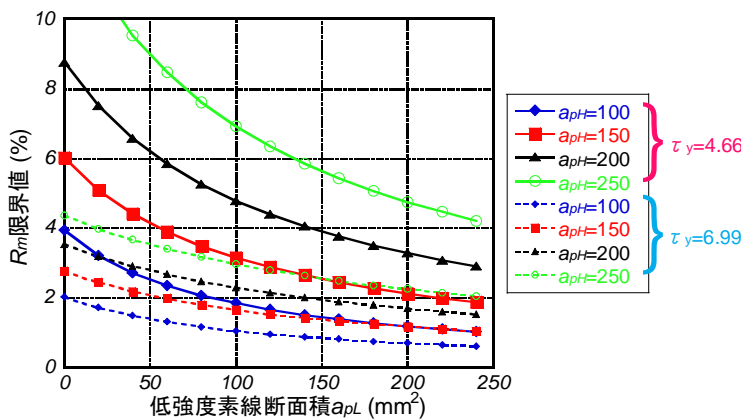


図 5-5 R_m 限界値試算結果（軸力に関する条件のみを考慮した場合）

○ 部材のエネルギー消費性能について

図 5-6に、混合より線を用いた片持ち梁について、材端回転バネモデルを用いて算出した等価粘性減衰定数 h_{eq} を示す。計算は図 5-3と同じ断面，材料条件において， $a_{pH} = 150 \text{ mm}^2$ で一定として行った。これは図 5-3(a)の $a_{pH} = 150 \text{ mm}^2$ (赤線) と同じ条件である。 h_{eq} は初期状態から部材角 $R = 0.5, 1.0, 2.0\%$ サイクルをそれぞれ与えた場合について，混合より線のエネルギー消費効果が発揮される第 1 サイクル (実線)，履歴が定常ループとなる第 2 サイクル (破線) についてそれぞれ算出した。

図 5-6から，先にも述べたとおり，低強度素線の割合を増やすと部材のエネルギー消費性能が向上する傾向にあることが読み取れる。しかし図 5-3に示したように， R_m 限界値は低強度素線の増加に伴い低下するため，設計においては部材に要求される変形性能により R_m の下限値（地震レベルにより 1.0 ～ 2.0%程度と考えられる）並びに低強度素線割合の上限が設定される。混合より線は，この制限を図 5-3または図 5-5において満たす範囲で必要なエネルギー消費性能を有する構成のものを，図 5-6を参照して選択すれば良い。

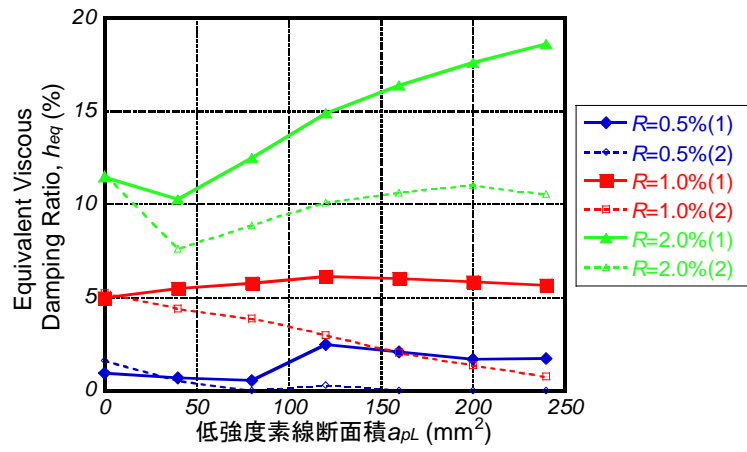


図 5-6 等価粘性減衰 h_{eq} 定数試算結果

5.3 波形鋼板ダンパーの水平荷重負担割合最適化手法

波形鋼板ダンパーを組み込んだ PCaPC 架構の変形は、ダンパーが鉛直荷重を負担しないため、せん断変形卓越型となり、水平力に対してダンパー・架構が独立に抵抗する機構となる。そのためダンパー付架構全体の履歴は、ダンパーと架構それぞれの履歴を足し合わせるにより容易に予測が可能と考えられる。以下では、まず断面力の算定に層分割法を用いた骨組み解析モデルによって、3章で述べた波形鋼板ダンパー付門型架構の実験結果に関し、ダンパー・架構の各履歴の足し合わせにより全体の履歴が精度良く追跡できることを示し、次いで4章で提案した部材端回転バネモデルを用いても、同様に実験結果の履歴が追えることを示す。次にダンパーの負担荷重を変数とする場合に、復元性を維持しつつエネルギー消費性能を最大化する適切なダンパー量の決定手法を述べる。

5.3.1 波形鋼板ダンパーを用いた PCaPC 架構の履歴予測

(1) 層分割断面を有する骨組み解析による実験結果の追跡

まず骨組み解析プログラム OpenSees^[5,5]を用いて、3章で述べた波形鋼板ダンパー付門型架構の履歴挙動を求めた。なお、用いた解析プログラムは PCaPC 部材に対応していないため、ここでは RC 試験体（架構は一体打ち、PC 力なし）を対象とした解析結果のみ示す。

柱・梁部材は図 5-7に示すように線材に置換し、各部材においてヒンジ長さは4分割、その他の部分は2分割とする計10要素にモデル化した。また、部材の断面は正方向に20分割し（図 5-8）、コアコンクリートには図 5-9に示すように拘束効果を考慮した。波形鋼板は水平方向のみに抵抗する非線形バネにモデル化し、剛性を波形鋼板ダンパーのせん断剛性と対応させた。鉄筋および鋼板については、Menegotto-Pinto の応力-ひずみ関係^[5,6]を設定した。これは式 5-15で表されるものであり、履歴のカーブの半径を決める係数 R はいずれの材料も $R = 13.5$ 、降伏後の剛性低下率に相当する係数 Q は $Q = 0.05$ とした。

$$f_s = f_0 + (\varepsilon_s - \varepsilon_0) E_m [Q + (1 - Q) / \{1 + |E_m (\varepsilon_s - \varepsilon_0) / (f_{ch} - f_0)|^R\}]^{1/R}$$

式 5-15

ここに、 $\varepsilon_s \cdot f_s$ ：現在のひずみ度・応力度、 $\varepsilon_0 \cdot f_0$ ：反転点のひずみ度・応力度、 E_m ：反転点での接線の勾配、 f_{ch} ：履歴曲線の漸近線と反転点での接線との交点の応力度（図 5-10）、 Q ：履歴曲線の接線の傾きと E_m との比（図 5-10）。

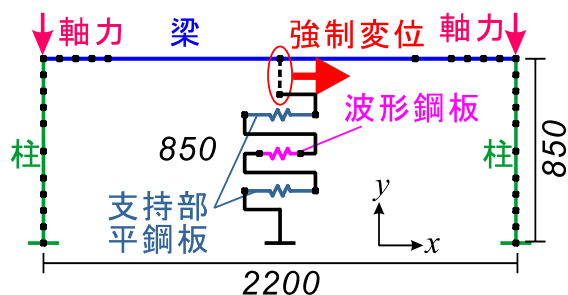


図 5-7 骨組み解析モデル概要

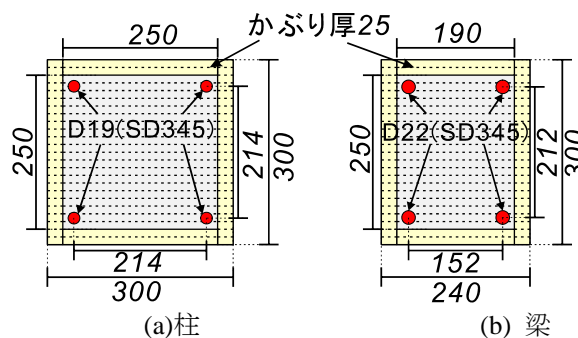


図 5-8 骨組み断面

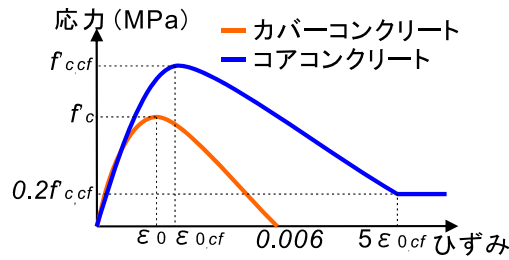


図 5-9 骨組み解析に用いたコンクリートの応力-ひずみ関係

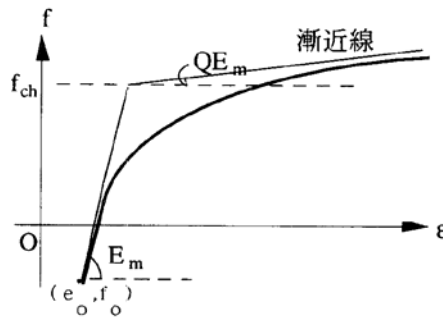


図 5-10 Menegotto-Pinto 式の特異値^[5,6]

図 5-11に解析結果を示す。架構の水平荷重は、梁中央の節点に実験時と同じ繰り返し強制変位を与えた際の左右柱脚における反力の和である。波形鋼板の水平荷重は、波形鋼板ダンパーの自由端に同様の繰り返し変位を与えた際の、固定端における反力である。架構全体の水平荷重は、架構・ダンパーの水平荷重を足し合わせて求めた。解析結果は、実験で得られた履歴ループを全体・架構のみ・ダンパーのみ、のいずれについても非常に精度良く追跡できた。波形鋼板ダンパーを用いた架構は、ダンパー・架構それぞれの挙動が精度良く予測できれば、履歴の足し合わせにより全体の挙動を予測することが可能であることを示した。

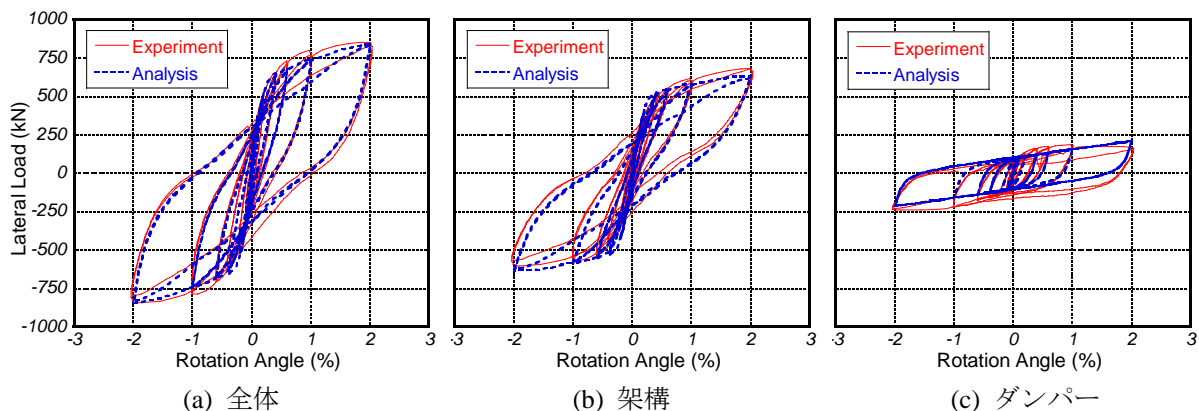


図 5-11 骨組み解析と実験結果の比較 (RC 試験体)

5.3.2 部材端回転バネモデルを用いた挙動予測と適切なダンパー量の算定

4章で提案した部材端回転バネモデルを用いれば、骨組みモデル使用時に比べてはるかに少ない計算量で、PCaPC 架構の挙動予測することができる。そこで図 5-12に示すように、柱脚および梁端に提案回転バネモデルを設定した骨組み解析を行った。解析対象は、ボンド PCaPC 構造である PCbS および

PCbL とした。柱および梁は線材に置換して弾性変形のみを考慮した。履歴は層間変形角 $R = 0.2, 0.4, 0.6, 1.0\%$ 各 2 サイクルずつとし、層間変形角に相当する強制変位を梁中央の節点に与えた際の、柱脚における水平反力の和を架構の負担水平荷重とした。

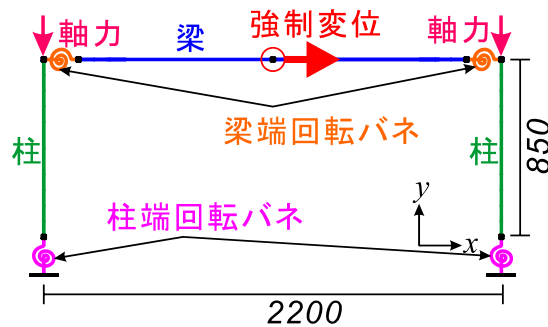


図 5-12 部材端回転バネを用いた骨組み解析モデル

波形鋼板ダンパーは、式 5-15 に示した Menegotto-Pinto の応力-ひずみ関係を用いて負担水平荷重-層間変形角関係を算出した。履歴のカーブの半径を決める係数 R 、および降伏後の剛性低下率に相当する係数 Q は、波形鋼板が低強度鋼であることを考慮して、 $R = 3.0$ 、 $Q = 0.08$ とした。架構の負担水平荷重とダンパーの負担水平荷重を足し合わせたものを、全体の水平荷重とした。図 5-13 および図 5-14 に、材端回転バネモデルを用いた履歴計算結果を示す。架構のみの履歴において解析結果は実験結果よりもやや大きな耐力を示したものの、全体・架構・ダンパーそれぞれの挙動を比較的精度良く追跡できたといえる。ただし、両試験体とも骨組みモデルでは除荷時の剛性が高く、残留変形が過小に評価された。これはコンクリートの応力-ひずみ関係をバイリニアで表現し、圧壊に伴う応力劣化やその後の繰り返し挙動へ影響を考慮していないためと考えられる。架構のみの耐力が過大評価されたことについても、同様の原因が考えられる。

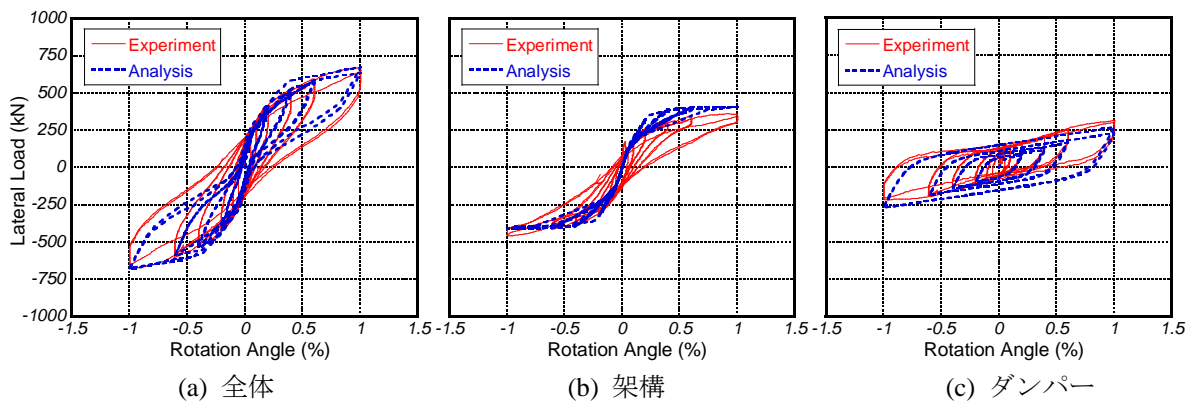


図 5-13 材端回転バネモデルを用いた履歴計算結果 (PCbS 試験体)

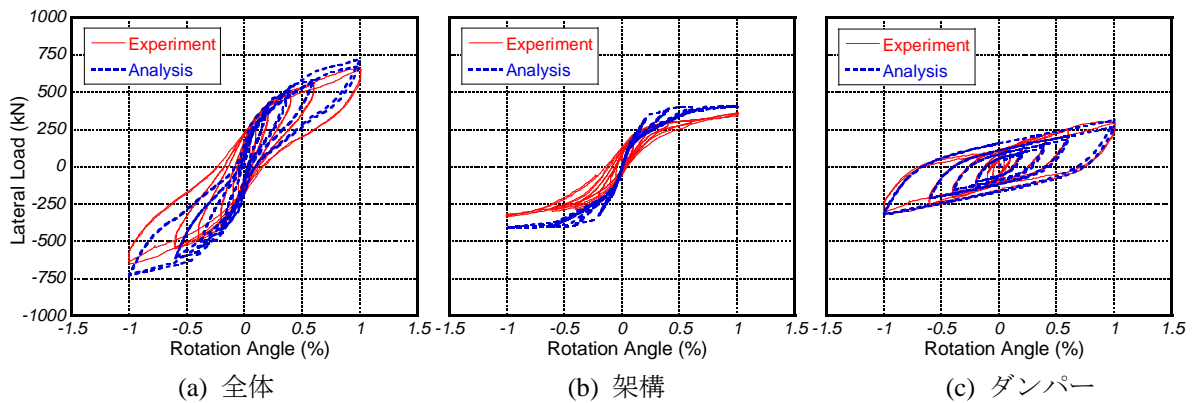


図 5-14 材端回転バネモデルを用いた履歴計算結果 (PCbL 試験体)

図 5-15に、図 5-13(b)および図 5-14(b)の架構の負担水平荷重は固定したまま、波形鋼板ダンパーの負担水平荷重を変化させた場合の全体の履歴を示す。ダンパーの水平荷重負担割合 β は、架構全体の最大耐力に対するダンパーの最大耐力時の負担水平荷重である。図 5-15に示す履歴において、ダンパーの剛性は変化させず図 5-13(c)に示した水平荷重を定数倍した。これは、波形鋼板の材料・板厚および波の形状は変化させずに、幅だけを変更したダンパーを用いた場合に相当する。PCbs と PCbL は架構の設計が共通であるので、 β が同じならば履歴はほぼ等しくなる。

図 5-16には、図 5-15に示した履歴から、残留変形率 $r_d (= (R_d^+ - R_d^-) / (R_{max}^+ - R_{max}^-))$ 、 $R_d^+ \cdot R_d^-$: 正・負荷荷時の残留層間変形角、 $R_{max}^+ \cdot R_{max}^-$: 正・負荷荷時の最大層間変形角) と等価粘性減衰定数 h_{eq} を算出した結果を示す。 $r_d \cdot h_{eq}$ も層間変形角 $R = 1.0\%$ のサイクルより算出した。図 5-16より、 h_{eq} は β の増加に伴って直線的に増加するのに対し、 r_d は指数関数的に増加することがわかる。架構の復元性を維持するには、 r_d の上限を定めて β を決定する必要がある。その際の h_{eq} は、図 5-16(b)より容易に見積もることができる。

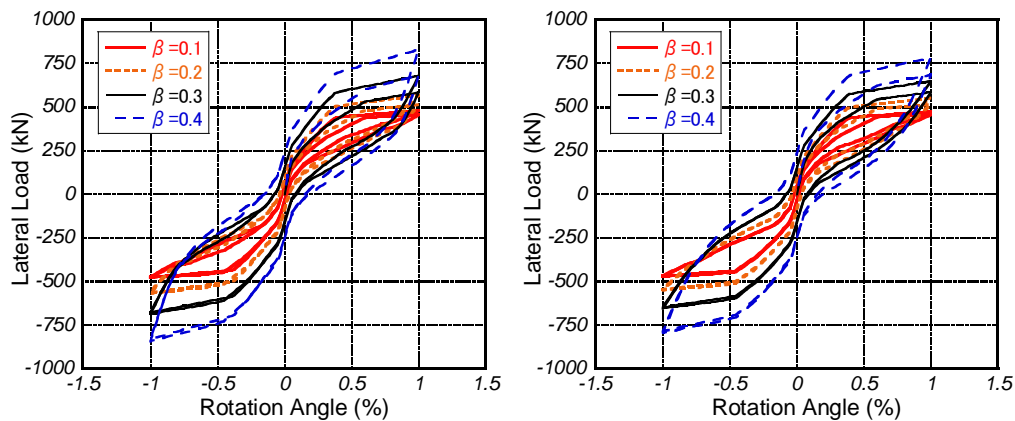


図 5-15 β を変化させた場合の全体の水平荷重—層間変形角関係

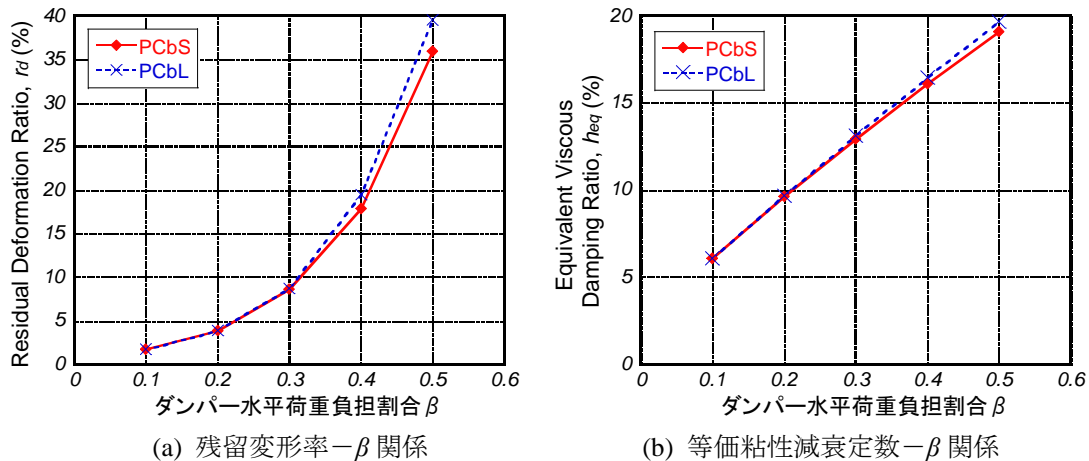


図 5-16 ダンパーの水平荷重負担率と復元性・エネルギー消費性能の関係（初期剛性一定）

図 5-17には、ダンパーの波形形状も変化させた場合を想定し、PCbL 試験体を基準として、初期剛性（基準ダンパーでは弾性せん断剛性 $G_w = 150$ GPa）を 1/5, 2, 3, 4 倍とした場合の r_d および h_{eq} を示す。なお、初期剛性が大きいほどダンパーの履歴形状は膨らんだ紡錘型となり、架構全体は大きな h_{eq} を示す。初期剛性を 1/4 とした場合には、ダンパーの履歴がほとんど線形弾性となり、 β を増大させても h_{eq} が増加しない。

ダンパーの初期剛性と β を見積もる例として、架構全体として必要な h_{eq} が 15% 以上、かつ r_d を 10% 以下にするという設計条件を考える。図 5-17(b)より、基準のダンパーでは $\beta = 0.35$ 以上、 $r_d = 18\%$ 以上となるのに対し、初期剛性を 5 倍としたダンパーでは β の下限は $\beta = 0.27$ であり、このとき r_d は $r_d = 8\%$ に抑えることができる。すなわち、ダンパーは $\beta = 0.27$ を満たすせん断断面積を有し、初期剛性は $G_w = 750$ GPa となるよう板厚、波の折り幅を決定すれば良い。

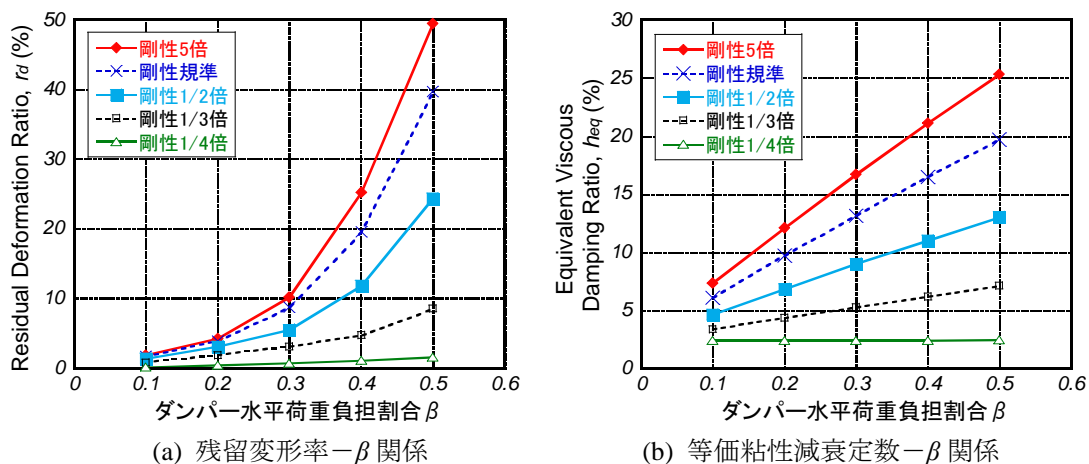


図 5-17 ダンパーの水平荷重負担率と復元性・エネルギー消費性能の関係（初期剛性変化）

5.4 まとめ

本章では、3, 4章で得られた成果に基づき、設計時に部材を決定する要因となる以下の事項を明らかにした。

- (1) 圧着接合面の離間と回転を考慮した部材端回転バネモデルを用いて、架構の復元性を維持できるPC鋼材の最低量の計算式を導出した。
- (2) (1)を発展させ、混合より線を緊張材として用いるPCaPC部材について、高強度素線断面積に対する低強度素線断面積の上限を求める手法を示し、設計条件として部材に必要なの変形性能が与えられた場合に、適切な構成および断面積を有するより線を選択可能とした。
- (3) 波形鋼板ダンパーを用いた構造形式において、全体の履歴挙動が架構とダンパーそれぞれの荷重一層間変形角関係の足し合わせで予測可能であることを示し、部材端バネモデルを組み込んだ骨組解析により、3章の実験結果を比較的精度良く追跡した。
- (4) (3)に基づき、波形鋼板ダンパーの剛性および水平荷重負担割合の変化が、復元性とエネルギー消費性能に与える影響を明示し、残留変形率と等価粘性減衰定数の必要値が与えられた場合に、条件を満たすダンパーの剛性およびせん断断面積を決定する手法を示した。

5.5 参考文献

- [5.1] 河野進, 三牧祐輔, 田中仁史: 繰り返し荷重を受けるプレストレストコンクリート梁・柱圧着接合部の残存せん断耐力, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 19, No. 2, pp. 1185-1190, 1997.
- [5.2] 岡本晴彦, 平出亨, 太田義弘: プレキャストコンクリート柱・梁圧着接合面のせん断力伝達(その1)~(その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造 IV, pp. 901-902, 1997.
- [5.3] 日本建築学会: プレストレストコンクリート設計施工基準・同解説, 1998.
- [5.4] 是永健好, 渡辺英義: PC 鋼より線とグラウト材の付着特性評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造 IV, pp. 1083-1084, 1999.
- [5.5] OpenSees, <http://opensees.berkeley.edu/index.php>
- [5.6] 三隅哲志, 田川浩之, 西山峰広: PC 鋼材の応力度-ひずみ度関係のモデル化, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造 IV, pp. 885-886, 1997.

6 結論

本研究では、復元性に優れた圧着型 PCaPC 架構に、弱点であるエネルギー消費性能を補う要素を付加することによって、地震時の損傷を修復不要なレベルに低減し、地震後の即時復旧・継続使用が可能な建物を実現する構造形式を提案した。提案構造形式は、エネルギー消費機構を柱梁部材の外部あるいは内部に有する 2 種であり、いずれについてもまず部分モデルの繰り返し載荷実験を行って、その力学的特性を明らかにした。次いで圧着型 PCaPC 架構の繰り返し履歴に大きな影響を与える PC より線の付着すべり挙動に関して、既往の履歴モデルをランダムな繰り返し載荷に対応可能な形に修正し、FEM 解析モデルに反映した。この FEM モデルは、圧着型 PCaPC 架構の特徴的な挙動である圧着接合部の離間と PC 鋼材の伸び出しを考慮したものであり、このモデルを用いて実験で得られた荷重-変形関係および PC 鋼材の張力変動が非常に精度良く追跡できることを示すとともに、繰り返し履歴における PC 鋼材の付着応力分布の推移を明らかにした。これを基に、骨組み解析における部材端回転バネとしての適用を目差して、圧着接合面におけるモーメント-回転角関係を簡便に求めることが可能な計算モデルを提案した。このモデルは、FEM モデルを用いたパラメトリックスタディに基づいて計算式の係数を設定することで、圧着型 PCaPC 架構の繰り返し履歴（特に PC 鋼材の張力変動）を精度良く算定可能とした。最後に、本研究で提案するエネルギー消費機構を有する圧着型 PCaPC 構造に関して、復元性の維持条件を満たす PC 鋼材量の計算式を示し、復元性とエネルギー消費を両立する混合より線または波形鋼板ダンパーの決定手法を示した。

以下に本研究の結論、および今後の課題を示す。

6.1 本研究で得られた結論

① 構造形式の提案

エネルギー消費要素を付加した圧着型 PCaPC 構造として既に提案されている、アンボンド PC 鋼材と軟鋼鉄筋を併用する構造形式、またはアンボンド PC 鋼材と摩擦ダンパーを併用する構造形式に対して、以下の 2 種の構造形式を新たに提案した。

- (1) PC 鋼材と軟鋼鉄筋を平行に配置する断面の複雑さを解消して、施工性を向上させた構造形式として、混合より線を緊張材として使用した PCaPC 架構を提案した。
- (2) ダンパーの選択肢を増やし、また適用範囲を拡大する目的で、設計自由度の高い波形鋼板ダンパーをエネルギー消費要素として用いた構造形式を提案した。

② 繰り返し載荷実験による力学的特性の把握

提案した構造形式の力学的特性を把握するため、波形鋼板ダンパーを組み込んだ門型架構の正負交番漸増載荷実験、および混合より線を緊張材とした片持ち梁の正負交番漸増載荷実験を行った。提案した構造形式はいずれも、PCaPC 部材圧着接合面の離間に変形が集中し、部材の損傷を軽微に留めることができた。いずれの実験における試験体も、復元性とエネルギー消費を両立したフラッグシェイプの履歴を示した。また、それぞれの構造形式に関して以下の知見が得られた。

- (1) 波形鋼板ダンパーを組み込んだ門型架構では、波形鋼板の高さを架構の階高に対して小さくすることで、ダンパーの降伏時変形角を制御することが可能であり、また、架構とダンパーが水平荷重に対してほぼ独立に抵抗することが確認された。波形鋼板ダンパーは、単体ではせん断降伏

の発生後に安定した紡錘型の履歴を示すため、PCaPC 架構の復元性とダンパー量の割合が適切であれば、構造形式全体ではフラッグシェイプの履歴が実現できた。

- (2) 混合より線を緊張材とした片持ち梁では、普通より線を用いた場合に比べてエネルギー消費性能が改善できることが確認された。ただし、素線の組み合わせと断面配置が履歴形状に大きく影響を及ぼし、低強度素線の割合が大きいかつ PC 鋼材に生じるひずみが大きい試験体では、PC 鋼材の破断が生じた。適切な素線量および断面配置とした場合には、履歴ループ面積が大きく残留変形の小さなフラッグシェイプの履歴が実現できた。

③ 圧着接合面の離間とより線の付着すべりを模擬した解析モデルの構築

圧着型 PCaPC 架構の特徴的な挙動である、圧着接合面の離間と部材の剛体回転挙動、およびより線の付着すべりを模擬した FEM 解析モデルを構築した。特に付着すべり特性に関して、既往の繰り返し履歴モデルで考慮されていなかった最大経験すべり量未満での繰り返し履歴に対応できるようモデルを修正し、FEM 解析に組み込んだ。これにより、より線の張力変化が精度良く追跡でき、部材全体の荷重－変形関係も実験結果とよく一致した。また、載荷過程に応じた PC 鋼材の付着応力分布の変化を解明した。

④ 鋼材の付着すべりと抜け出し挙動を考慮した部材端回転バネモデルの提案

圧着接合面における PC 鋼材の抜け出し量とひずみ増分を関係付けることで、圧着型 PCaPC 部材の挙動を容易に予測可能な部材端回転バネモデルを提案した。PC 鋼材の抜け出し量とひずみ増分関係は、③で得られた付着応力分布と FEM 解析のパラメトリックスタディ結果に基づき 3 つの剛性で表現し、実挙動に近い付着特性を反映した。提案した部材端回転バネモデルを用いることにより、FEM 解析に比べて大幅に計算コストを低減しながら、同程度の精度で混合より線片持ち梁の実験結果を追跡できた。

⑤ 復元性の維持条件とエネルギー消費要素量の決定手法の提案

材端回転バネモデルを用いて、設計に必要な以下の諸条件の決定手法を提案した。

- (1) ④の部材端回転バネモデルに基づき、繰り返し載荷による PC 鋼材張力の劣化を考慮して、圧着力を維持するための最低 PC 鋼材量の算出式を導出した。
- (2) (1)を混合より線を緊張材とする部材に応用し、部材必要な変形性能が設計条件として与えられた場合に、高強度・低強度素線の構成および断面積について、復元力を維持しつつエネルギー消費性能を発揮できる最適量の決定手法を提案した。
- (3) 波形鋼板ダンパーを組み込んだ架構について、構造形式全体の荷重－変形関係は架構とダンパーのダンパーの履歴の足し合わせにより予測できることを示し、④の部材端回転バネモデルを組み込んだ骨組解析を用いて、実験結果を比較的精度良く追跡した。
- (4) 波形鋼板ダンパーの剛性および水平荷重分担率が、架構の復元性およびエネルギー消費性能に与える影響を明らかにし、残留変形率と等価粘性減衰定数の目標値が設計条件として与えられた場合に、ダンパーの剛性および水平荷重分担率を決定する手法を提案した。

6.2 今後の課題

本研究では、実験に用いた部分モデル縮小試験体についての議論が主であったため、提案した構造形式を実大の建物に適用する場合の議論が不足していると考えられる。特に以下の事項について、今後の検討を要する。

① 多層骨組みへの適用について

実験に用いた部分モデル試験体は片持ち梁もしくは門型架構であったため、多層骨組に適用した際の挙動が未確認である。特に波形鋼板ダンパーについては、上下梁が回転変形する場合には、ダンパーに生じるせん断変形が架構の層間変形に比べて小さくなる可能性があり、この影響を明らかにする必要がある。

② 提案構造形式の動的挙動について

本研究では、提案構造形式の挙動を静的載荷実験に基づき議論しているが、実際の建物に適用した際の残留変形や地震時応答は、静的な挙動とは異なる可能性がある。今後の展望として、既存の建物（5～25階程度）に提案構造形式を適用した場合の地震時挙動を、部材端回転バネモデルを組み込んだ多層骨組みモデルの動的解析により予測することを予定しており、これにより問題点や設計において考慮すべき事項が明らかにできると考える。

③ 部材端回転バネモデルについて

本論文で提案した部材端回転バネモデルは、繰り返し時の残留変形を過小評価する傾向があり、特に柱部材など軸力の大きな場合にその傾向が顕著である。これはコンクリートの圧壊による影響を考慮していないことが原因と考えられる。現モデルでは中立軸深さを加力時・除荷時を問わず目開き幅に応じて一意に求めるものとしているが、除荷時には中立軸深さがおそらく増大しており（コンクリートが圧壊により、加力時と同じだけの応力を同面積では負担できないため）この影響を考慮する必要がある。

④ 復元性とエネルギー消費の最適化手法について

本論文では5章において、提案する構造形式を用いた建物に要求される復元性およびエネルギー消費性能が設計条件として与えられた場合に、これを満たす混合より線もしくは波形鋼板ダンパーの決定手法を述べた。しかしその手続きは、一旦部材端回転バネモデルによる挙動予測を経由する必要があるが、実用化に向けては、より簡便にエネルギー消費要素の剛性・形状等を決定する手法が望まれる。また、②で述べたように動的な場合の挙動はこれまでの議論における予測とは異なる可能性があり、このことも踏まえてより実用的な設計手法を構築する必要がある。

付録

付録1 実験データ整理方法

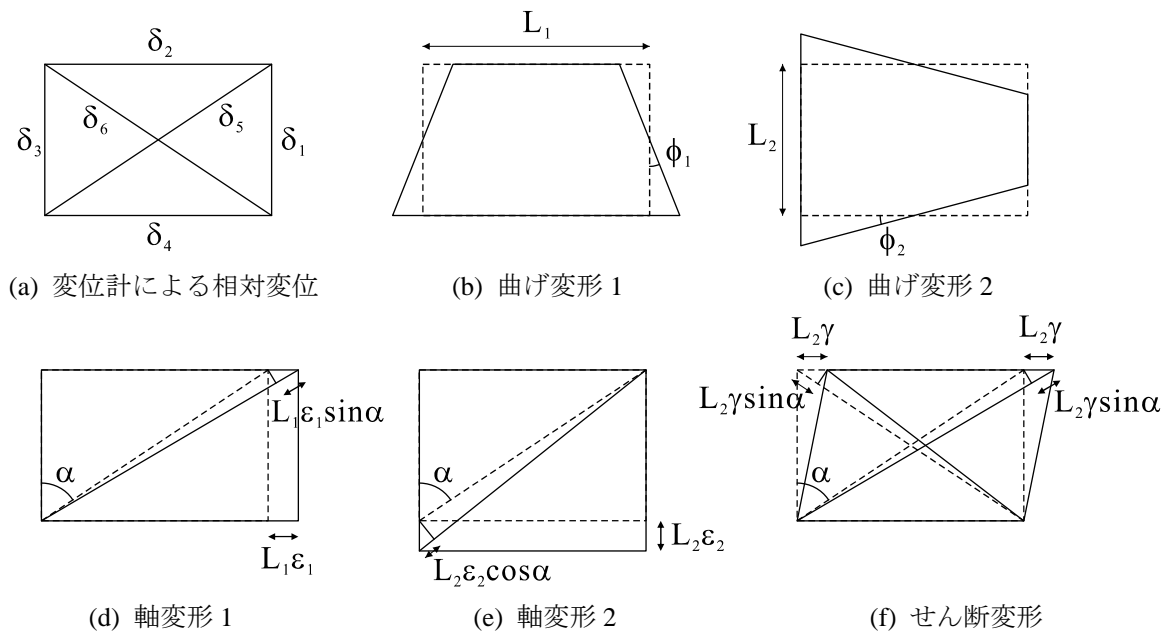
付録1では、実験結果のデータ整理に用いた計算手法として以下を示す。

- I 変形成分の計算方法
- II 波形鋼板の負担水平荷重

I 変形成分の計算方法

以下では、3章における波形鋼板ダンパーの载荷実験結果分析に用いた、鋼板に取り付けた変位計から曲げ・せん断変形成分をそれぞれ求める手法について示す。

架構の変形は、せん断変形と曲げ変形から成ると考えられる。付図 I-1(a)は鋼板に取り付けた変位計の概要であり、(b)~(f)は曲げ変形、軸変形、せん断変形に分離した際の、それぞれの変形に対する各変位計の変位を示す。



付図 I-1 変形の分離

各変位計の計測値は、それぞれの変形による変位の和と考えられ、曲率 $\phi_1 \cdot \phi_2$ 、軸ひずみ $\epsilon_1 \cdot \epsilon_2$ 、および計測区間長さ $L_1 \cdot L_2$ を用いて以下の式で表すことができる。

$$\delta_1 = L_2 \epsilon_2 - \left(\frac{L_1}{2} \phi_2 \right) L_2$$

付式 I-1

$$\delta_2 = L_1 \varepsilon_1 - \left(\frac{L_2}{2} \phi_1 \right) L_1$$

付式I-2

$$\delta_3 = L_2 \varepsilon_2 + \left(\frac{L_1}{2} \phi_2 \right) L_2$$

付式I-3

$$\delta_4 = L_1 \varepsilon_1 + \left(\frac{L_2}{2} \phi_1 \right) L_1$$

付式I-4

$$\delta_5 = L_1 \varepsilon_1 \sin \alpha + L_2 \varepsilon_2 \cos \alpha + L_2 \gamma \sin \alpha$$

付式 I-5

$$\delta_6 = L_1 \varepsilon_1 \sin \alpha + L_2 \varepsilon_2 \cos \alpha - L_2 \gamma \sin \alpha$$

付式 I-6

上の式を曲率，軸ひずみに対して解くと，以下となる。

$$\phi_1 = \frac{\delta_4 - \delta_2}{L_1 L_2}$$

付式I-7

$$\phi_2 = \frac{\delta_3 - \delta_1}{L_1 L_2}$$

付式I-8

$$\varepsilon_1 = \frac{\delta_2 + \delta_4}{2L_1}$$

付式I-9

$$\varepsilon_2 = \frac{\delta_1 + \delta_3}{2L_2}$$

付式I-10

$$\gamma = \frac{\delta_5 - \delta_6}{2L_2 \sin \alpha}$$

付式 I-11

本研究においては，波形鋼板部分および支持部分に取り付けた変位計を用い，曲げ変形 2 により生じる曲率 ϕ ，およびせん断変形角 γ を，波形鋼板部分，上下支持部分それぞれについて計算した。各部分の曲げ変形角 θ は， $\theta = \phi L_2$ より求められる。 $\delta_D \cdot \theta_D \cdot L_{2D}$ を波形鋼板部分の曲げによる水平変位・曲げ変形角・部材高さ， $\delta_S \cdot \theta_S \cdot L_{2S}$ を支持部分の曲げによる水平変位・曲げ変形角・部材高さとする，上または下荷梁から試験体中央高さまでの曲げによる水平変位 δ_f は，以下の式で表せる。

$$\delta_f = \delta_D + \delta_S = \theta_D L_{2D} / 2 + \theta_S (L_{2D} / 2 + L_{2S})$$

付式I-12

せん断による変形量は，波形鋼板部分または支持部分のせん断変形角 $\gamma_D \cdot \gamma_S$ に，各部分の高さ $L_{2D} \cdot L_{2S}$ を乗じて求められる。以上より，試験体全体の水平変位は，上および下半分の試験体から求めた δ_f の合計に，各部分のせん断変形を加えたものとなる。

$$\begin{aligned} \delta_{all} &= \delta_f + \delta_s = \delta_D + \delta_S = \theta_D L_{2D} / 2 + \theta_S (L_{2D} / 2 + L_{2S}) \\ &= \theta_D L_{2D} + (\theta_{S上側} + \theta_{S下側})(L_{2D} / 2 + L_{2S}) + \gamma_D L_{2D} + \gamma_{S上側} L_{2S} + \gamma_{S下側} L_{2S} \end{aligned}$$

付式I-13

II 波形鋼板の負担水平荷重

以下では波形鋼板ダンパー実験結果分析における、波形鋼板負担水平荷重の算出手法について述べる。

波形鋼板の負担水平荷重 Q_D は、弾性挙動する支持部分に貼付したロゼットゲージの計測値から求めた。3枚のロゼットゲージ貼付箇所における平面応力状態を仮定して、各位置でのせん断応力 τ_1, τ_2, τ_3 を求め、 τ_1, τ_2, τ_3 に各領域長さ L_1, L_2, L_3 、および支持部分の板厚 t を乗じて足し合わせたものを Q_D とする。計算式を付式 II-1 に示す。弾性係数は材料試験結果を用い、ポアソン比は 0.3 とした。ロゼットゲージからのせん断応力算出法は次項に示す。

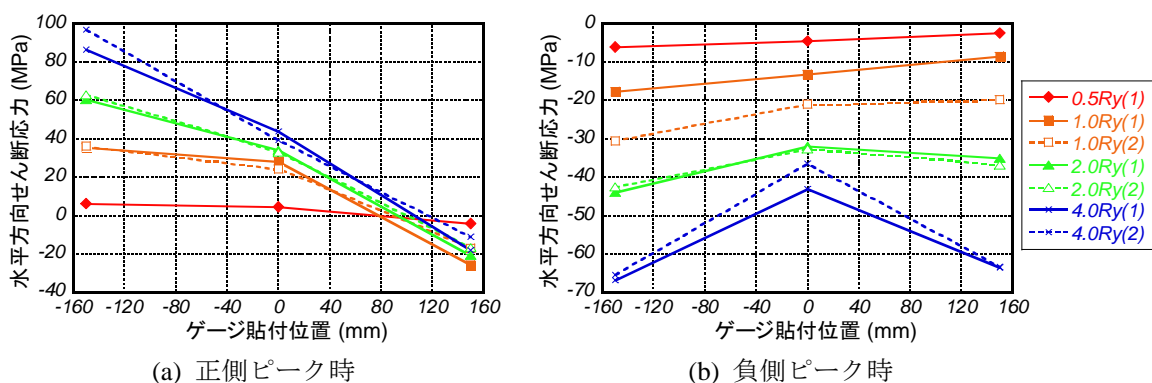
$$Q_D = t(\tau_1 L_1 + \tau_2 L_2 + \tau_3 L_3)$$

付式II-1

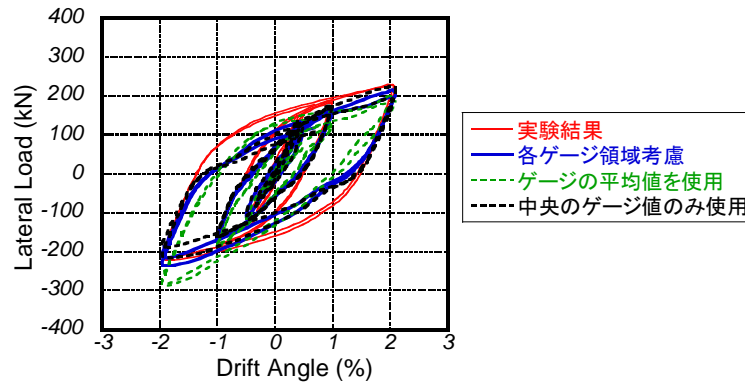
算出手法の妥当性を確認するために、ダンパー単体実験の D240 試験体において、ロードセルで計測した水平荷重とロゼットゲージのひずみ値から算定した水平荷重を比較した。その際、3つのゲージの領域長さ L_1, L_2, L_3 を決定するに当たって、まずそれぞれのゲージ位置におけるせん断応力分布を確認した。付図 II-1 に、各サイクルのピーク時におけるせん断応力の分布図を示す。第1サイクルを実線、第2サイクルを破線で示している。付図 II-1 より、支持部分の応力分布は中央ゲージ位置より両端ゲージ位置の応力の方が大きいことがわかる。これはフランジによる拘束の影響と考えられる。付図 II-1 は3点の計算値直線で結んだため折れ線となっているが、実際にひずみが大きく増加しているのは端のわずかな部分だけであると考えられる。

このことを考慮し、周辺鋼板の影響を受ける左右ゲージの領域長さ L_1 および L_3 は波形鋼板パネル幅の 0.1 倍 (40 mm)、中央ゲージの領域長さ L_2 はパネル幅の 0.8 倍 (320 mm) として、 Q_D を算出した。試験体 D240 における Q_D と、ロードセルにより計測した水平荷重の比較を付図 II-2 に示す。3つのゲージの平均値から算出した Q_D 、および中央のゲージのみの値から算出した Q_D も併せて示すが、ゲージ領域長さを考慮した算出結果が最もよく試験体に与えた水平荷重と一致した。

以上の検討より、架構実験においても波形鋼板の負担水平荷重算出に当たっては、せん断応力の分布を考慮する必要があると考えられる。

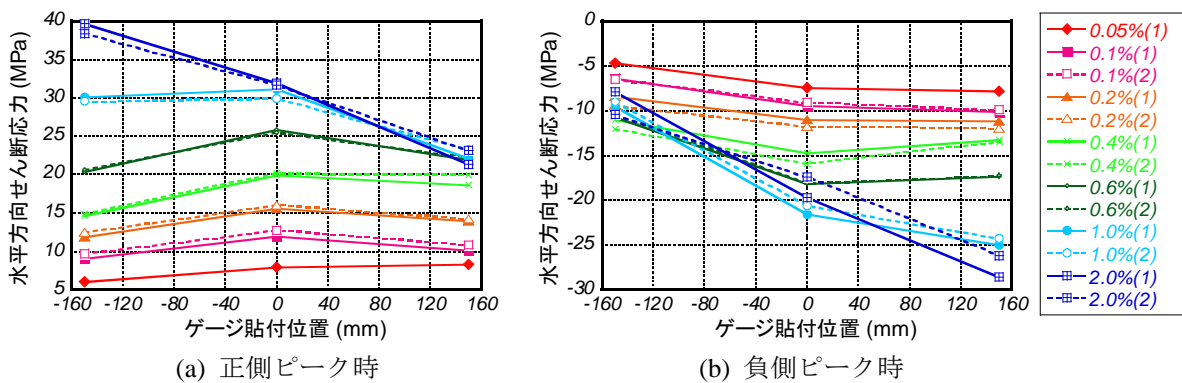


付図 II-1 剛体部分のせん断応力分布図

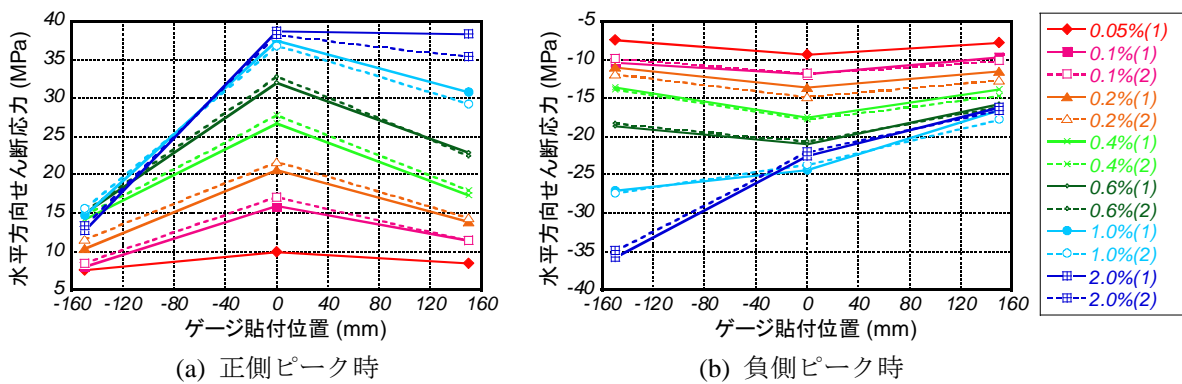


付図 II-2 D240 せん断力算出結果

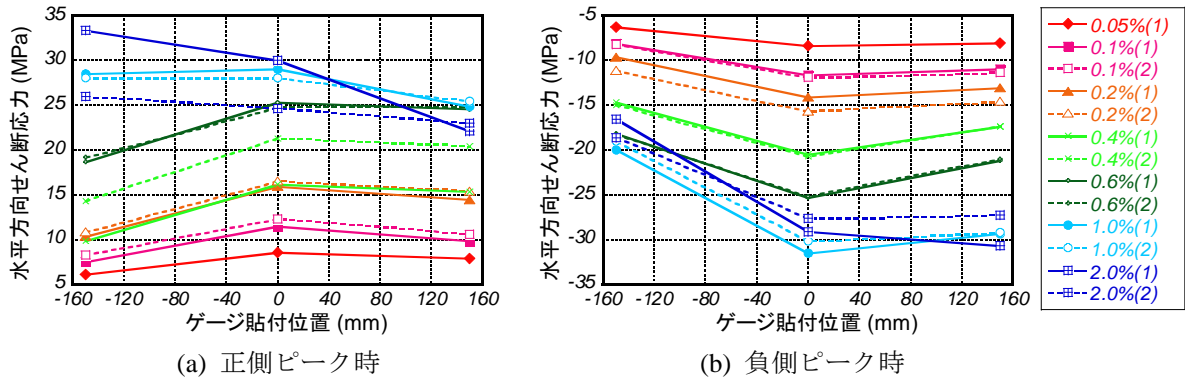
付図 II-3～付図 II-7に、各サイクルのピーク時におけるせん断応力の分布図を示す。試験体によっては、付図 II-1と同様に中央と両端のゲージ位置によって応力に差が生じていた。そこでダンパー単体実験の場合と同様に、中央ゲージの領域長さはダンパー幅の0.8倍、両端ゲージの領域長さはダンパー幅の0.1倍として、負担水平荷重を算出した。ただし、ダンパー幅は左右フランジ外側の三角形張り出し部も含めたゲージ貼付位置での幅 (= 471 mm) とした。このため、各ゲージの領域長さは数値上、 $L_1 = 47.1$ mm, $L_2 = 376.8$ mm, $L_3 = 47.1$ mm となり、 L_2 だけでパネルの幅 (300 mm) を超過するが、理論上は中央または両端のゲージから算出した応力にそれぞれ0.8または0.1の重み付けをしたことになるので、問題はないと考えた。



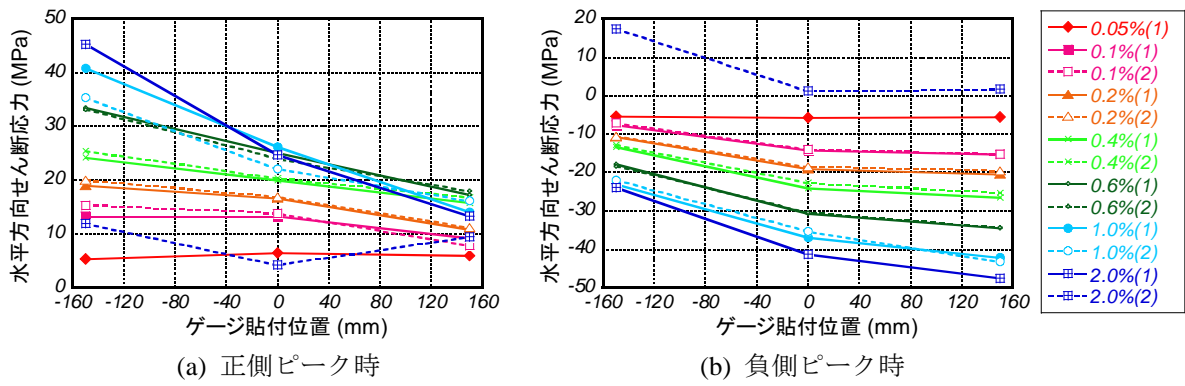
付図 II-3 せん断応力分布 (PCbS)



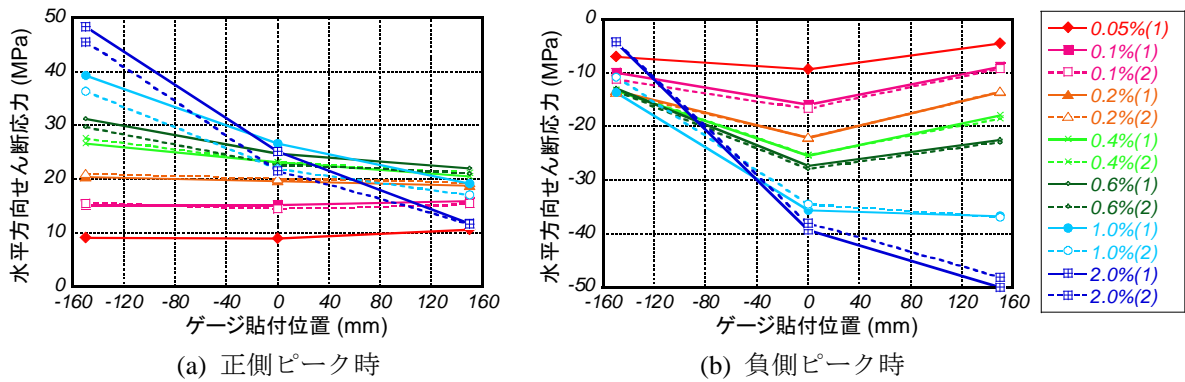
付図 II-4 せん断応力分布 (PCbL)



付図 II-5 せん断応力分布 (PCuS)



付図 II-6 せん断応力分布 (PCuL)



付図 II-7 せん断応力分布 (RC)

付録2 付着すべりモデルプログラムソースコード

付録2では、PC鋼より線の修正付着すべり特性として、FEM解析のボンドリンクに用いたFortranサブルーチンプログラムソースコードを示す。


```

2 NTAUS,NTAUSPRE,NGCHECK,NOEL,ASL,IPPRE,DSL,IPPRE, ! CHANGEABLE
3 SL,IPP,SL,IPPRE,SL,IPN,SL,IPNPRE,SL,IPD,SL,IPDPRE, ! CHANGEABLE
4 TAUP,TAUPPRE,TAUN,TAUNPRE,TAUPRE,TAUD,TAUPDRE, ! CHANGEABLE
5 SSL,IPD1,SSL,IPDP1,SSL,IPDN1,SSL,IPDP2,SSL,IPDN2, ! CHANGEABLE
6 SSL,IPDP3,SSL,IPDN3,SSL,IPDP4,SSL,IPDN4,SSL,IPDP5,SSL,IPDN5, ! CHANGEABLE
7 STAUDP1,STAUDN1,STAUDP2,STAUDN2,STAUDP4,STAUDN4,STAUDP5,STAUDN5, ! CHANGEABLE
8 TAU,SL,IPK,SL,IPKPRE,CHECK,SSL,IPDP4P,SSL,IPDN4P,STAUDP4P,STAUDN4P) ! OUTPUT,CHANGEABLE
C
C-----変数を戻す
DDSSDE(1,1) =SL,IPK
STRESS(1) =TAU
C
STATEV(1) =DBLE(NTAUS)
STATEV(2) =DBLE(NTAUSPRE)
STATEV(3) =DBLE(NGCHECK)
C
STATEV(4) =ASL,IPPRE
STATEV(5) =DSL,IPPRE
STATEV(6) =SL,IPP
STATEV(7) =SL,IPPRE
STATEV(8) =SL,IPN
STATEV(9) =SL,IPNPRE
STATEV(10) =SL,IPD
STATEV(11) =SL,IPDPRE
C
STATEV(12) =TAUP
STATEV(13) =TAUPPRE
STATEV(14) =TAUN
STATEV(15) =TAUNPRE
STATEV(16) =TAUPRE
STATEV(17) =TAUD
STATEV(18) =TAUPDRE
C
STATEV(19) =SSL,IPD1
STATEV(20) =SSL,IPDP1
STATEV(21) =SSL,IPDN1
STATEV(22) =SSL,IPDP2
STATEV(23) =SSL,IPDN2
STATEV(24) =SSL,IPDP3
STATEV(25) =SSL,IPDN3
STATEV(26) =SSL,IPDP4
STATEV(27) =SSL,IPDN4
STATEV(28) =SSL,IPDP4P
STATEV(29) =SSL,IPDN4P
STATEV(30) =SSL,IPDP5
STATEV(31) =SSL,IPDN5
C
STATEV(32) =STAUDP1
STATEV(33) =STAUDN1
STATEV(34) =STAUDP2
STATEV(35) =STAUDN2
STATEV(36) =STAUDP4

```

```

STATEV(37) =STAUDN4
STATEV(38) =STAUDP4P
STATEV(39) =STAUDN4P
STATEV(40) =STAUDP5
STATEV(41) =STAUDN5
C
STATEV(42) =SL,IPKPRE
STATEV(43) =CHECK
C
CONTINUE
RETURN
END
C
*****
SUBROUTINE TAU_S_STRAND(TAU,SL,IPY,ALPHA,BETA1,BETA2,BETA3, ! INPUT
1 PASL,IP,PATAU,ENWK,DSL,IP,ASL,IP,ASL,IPNEW, ! INPUT
2 NTAUS,NTAUSPRE,NGCHECK,NOEL,ASL,IPPRE,DSL,IPPRE, ! CHANGEABLE
3 SL,IPP,SL,IPPRE,SL,IPN,SL,IPNPRE,SL,IPD,SL,IPDPRE, ! CHANGEABLE
4 TAUP,TAUPPRE,TAUN,TAUNPRE,TAUPRE,TAUD,TAUPDRE, ! CHANGEABLE
5 SSL,IPD1,SSL,IPDP1,SSL,IPDN1,SSL,IPDP2,SSL,IPDN2, ! CHANGEABLE
6 SSL,IPDP3,SSL,IPDN3,SSL,IPDP4,SSL,IPDN4,SSL,IPDP5,SSL,IPDN5, ! CHANGEABLE
7 STAUDP1,STAUDN1,STAUDP2,STAUDN2,STAUDP4,STAUDN4,STAUDP5,STAUDN5, ! CHANGEABLE
8 TAU,SL,IPK,SL,IPKPRE,CHECK,SSL,IPDP4P,SSL,IPDN4P,STAUDP4P,STAUDN4P) ! OUTPUT,CHANGEABLE
C
*****
INCLUDE 'ABA_PARAM.INC'
このプログラムは、
“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”
森田司郎・角 徹三 (S., Morita and T., Kaku)
日本建築学会論文報告集 第229号・昭和50年3月
に基づいて作成されたサブルーチン“TAU-SLIP”
(WRITTEN BY M. ADACHI IN 1998, COMMENTED BY M. HIGUCHI IN 2001)を
本論文
“エネルギー消費機構を有する圧着型プレキャストプレストレストレスト
構造に関する研究”
市岡有香子
京都大学大学院工学研究科 建築学専攻 博士学位請求論文
に就いて変更したものである。
コメント文中における図・式番号は、市岡の各論文の図・式番号に対応する。
*****
このプログラムでは、現在の点 (TAU,ASL,IP)の位置を NTAUS の値によって

```



```

C
C----->初期設定
IF (SLIPP.EQ.0) THEN
  SLIPP=SLIPY
  TAUP=PZTAU
ENDIF
IF (SLIPN.EQ.0) THEN
  SLIPN=SLIPY
  TAUN=PZTAU
ENDIF
C
C----->載荷スタート
ASLIPNEW=ASLIP+DSLIP
NCHECK=0
C
C----->前ステップから変化のないとき
IF (ABS(OSLIP).LT.1.E-15) THEN
  SLIPK=SLIPKPRE
  TAU=TAUPRE
  GOTO 6000
ENDIF
C
C----->NTAUS=0: 単調載荷曲線上
6010 IF (NTAUS.EQ.0) THEN
C
C 反転あり
IF ((DSLIP+DSLIPPRE.LT.0).AND.(NOCHECK.EQ.0)).AND.
1 (ABS(ASLIPNEW).GE.SLIPY) THEN
  SLIPDPRE=SLIPD
  SLIPD=ASLIPPRE
  TAUDPRE=TAUD
  TAUD=TAUPRE
C
IF ((DSLIP.LT.0).AND.(ASLIPPRE.GE.SLIPP)) THEN
  SLIPPRE=ASLIPPRE
  TAUPRE=TAUPRE
  SLIPN=SLIPY
  TAUN=PZTAU
C
IF (ABS(SLIPP).LT.5.0) THEN !βの設定
  BETA=BETA1+BETA2*ABS(SLIPP)
ELSE
  BETA=BETA3
ENDIF
C
STAUDN1=-ALPHA*TAUP
STAUDN2=BETA*STAUDN1
STAUDN4=BETA*TAUN
C
C----->初期設定
SSLIPDN1=SLIPP-(1+ALPHA)*TAUP/SLIPK0
SSLIPDN2=(3*SLIPP+2*SLIPN)/5
SSLIPDN4=SLIPN-(1-BETA)*TAUN/SLIPK0
IF (((2*SLIPP+3*SLIPN)/5).LT.
1 (SSLIPDN4-(STAUDN4-STAUDN2)/SLIPK0)) THEN
  SSLIPDN3=SSLIPDN4-(STAUDN4-STAUDN2)/SLIPK0
ELSE
  SSLIPDN3=(2*SLIPP+3*SLIPN)/5
ENDIF
C
X1=SSLIPDN3
Y1=STAUDN2
X2=SSLIPDN4
Y2=STAUDN4
X3=-PASLIP
Y3=-PATAU
DK2=SLIPK2
CALL CROSS(X1,X2,X3,Y1,Y2,Y3,DK2,DK1,X4,Y4)
SSLIPDN5=X4
STAUDN5=Y4
IF (SSLIPDN5.GE.SSLIPDN3) THEN
  SSLIPDN5=-PASLIP+(STAUDN2+PATAU)/SLIPK2
  STAUDN5=STAUDN2
ENDIF
C
STAUDP1=-ALPHA*STAUDN4
STAUDP2=(BETA1+BETA2*SLIPY)*STAUDP1
STAUDP4=BETA*TAUP
C
SSLIPDP1=SLIPN-(1+ALPHA)*TAUN/SLIPK0
SSLIPDP2=(2*SLIPP+3*SLIPN)/5
SSLIPDP4=SLIPN-(1-BETA)*TAUN/SLIPK0
IF (((3*SLIPP+2*SLIPN)/5).GT.
1 (SSLIPDP4-(STAUDP4-STAUDP2)/SLIPK0)) THEN
  SSLIPDP3=SSLIPDP4-(STAUDP4-STAUDP2)/SLIPK0
ELSE
  SSLIPDP3=(3*SLIPP+2*SLIPN)/5
ENDIF
C
X1=SSLIPDP3
Y1=STAUDP2
X2=SSLIPDP4
Y2=STAUDP4
X3=PASLIP
Y3=PATAU
DK2=SLIPK2
CALL CROSS(X1,X2,X3,Y1,Y2,Y3,DK2,DK1,X4,Y4)
SSLIPDP5=X4
STAUDP5=Y4
IF (SSLIPDP5.LE.SSLIPDP3) THEN
  SSLIPDP5=PASLIP+(STAUDP2+PATAU)/SLIPK2

```

!すべり増分が正から負へ反転


```

C----->NTAUS=1: 最大すべり量からの除荷区間
6100 ELSE IF (NTAUS.EQ. 1) THEN
C
C 反転あり
IF ((DSLIP*DSLIPPRE.LT.0.0).AND.(NGCHECK.EQ.0)) THEN
SLIPPRE =SLIPD
SLIPD =ASLIPPRE
TAUDPRE =TAUD
TAUD =TAUPRE
NTAUSPRE =2
NGCHECK =1
C
C NTAUS =6
GOTO 6010
C
C 反転なし
6200 ELSE IF (DSLIP.GT.0.0) THEN !すべりが正方向に進行
IF ((ASLIPNEW.GT.SSLIPDP2).OR.(SSLIPDPT1.GT.SSLIPDP2)) THEN
NTAUS =3
GOTO 6010
ELSE
SLIPK =(STAUDPT1-STAUDP2)/(SSLIPDP1-SSLIPDP2)
TAU =STAUDPT1+SLIPK*(ASLIPNEW-SSLIPDP1)
NTAUS =2
ENDIF
C
ELSE !すべりが負方向に進行
IF ((ASLIPNEW.LT.SSLIPDN2).OR.(SSLIPDN1.LT.SSLIPDN2)) THEN
NTAUS =3
GOTO 6010
ELSE
SLIPK =(STAUDN1-STAUDN2)/(SSLIPDN1-SSLIPDN2)
TAU =STAUDN1+SLIPK*(ASLIPNEW-SSLIPDN1)
NTAUS =2
ENDIF
ENDIF
C
C----->NTAUS=3: 付着応力減少区間を過ぎ、付着応力が一定の区間
ELSE IF (NTAUS.EQ.3) THEN
C
C 反転あり
IF ((DSLIP*DSLIPPRE.LT.0.0).AND.(NGCHECK.EQ.0)) THEN
SLIPPRE =SLIPD
SLIPD =ASLIPPRE
TAUDPRE =TAUD
TAUD =TAUPRE
NTAUSPRE =3
NGCHECK =1
C
C NTAUS =6
GOTO 6010
C
C----->NTAUS=2: 除荷区間を過ぎ、付着応力の大きさが減少する区間
ELSE IF (NTAUS.EQ.2) THEN
C
C----->NTAUS=1: 最大すべり量からの除荷区間
6100 ELSE IF (NTAUS.EQ. 1) THEN
C
C 反転あり
IF ((DSLIP*DSLIPPRE.LT.0.0).AND.(NGCHECK.EQ.0)) THEN
NTAUS =5
!除荷中の反転カテゴリーへ移行
IF (NTAUSPRE.LT.10) THEN
NTAUSPRE =NTAUSPRE+10
ELSE IF (NTAUSPRE.GE.20) THEN
NTAUSPRE =NTAUSPRE-10
ENDIF
NGCHECK =1
GOTO 6010
C
C 反転なし
6200 ELSE IF (DSLIP.GT.0.0) THEN !すべりが正方向に進行
IF (SSLIPDP1.GE.SSLIPDP2) THEN
SSLIPD1 =SLIPN+(STAUDP2-TAUN)/SLIPK
ELSE
SSLIPD1 =SSLIPDP1
ENDIF
C
IF (ASLIPNEW.GT.SSLIPD1) THEN
NTAUS =2
GOTO 6010
ELSE
SLIPK =SLIPK0
TAU =TAUD+SLIPK0*(ASLIPNEW-SLIPD)
NTAUS =1
ENDIF
C
ELSE !すべりが負方向に進行
IF (SSLIPDN1.LE.SSLIPDN2) THEN
SSLIPD1 =SLIPN+(STAUDN2-TAUP)/SLIPK0
ELSE
SSLIPD1 =SSLIPDN1
ENDIF
C
IF (ASLIPNEW.LT.SSLIPD1) THEN
NTAUS =2
GOTO 6010
ELSE
SLIPK =SLIPK0
TAU =TAUD+SLIPK0*(ASLIPNEW-SLIPD)
NTAUS =1
ENDIF
ENDIF
C
C----->NTAUS=2: 除荷区間を過ぎ、付着応力の大きさが減少する区間
ELSE IF (NTAUS.EQ.2) THEN

```

```

C      反転なし
6300  ELSE IF (DSLIP.GT.0.0) THEN      !すべりが正方向に進行
      IF (ASLIPNEW.GT.SSLIPDP3) THEN
        NTAUS =4
        GOTO 6010
      ELSE
        SLIPK =0.0
        TAU =STAUDP2
        NTAUS =3
      ENDIF
C
C      !すべりが負方向に進行
      ELSE
      IF (ASLIPNEW.LT.SSLIPDN3) THEN
        NTAUS =4
        GOTO 6010
      ELSE
        SLIPK =0.0
        TAU =STAUDN2
        NTAUS =3
      ENDIF
      ENDIF
C
C----->NTAUS=4: 付着応力一定区間を過ぎ、付着応力が再び上昇する区間
      ELSE IF (NTAUS.EQ.4) THEN
C
C      反転あり
      IF ((DSLIP*DSLIPPRE.LT.0.0).AND.(NCHECK.EQ.0)) THEN
        SLIPDRE =SLIPD
        SLIPD =ASLIPPRE
        TAUPRE =TAUD
        TAUD =TAUPRE
        NTAUSPRE =4
        NCHECK =1
C
C      IF (DSLIP.LT.0.0) THEN      !すべり増分が正から負へ反転
      IF (ASLIPPRE.GE.SLIPP) THEN      !最大すべり量経験サイクル
        SLIPPRE =SLIPP
        TAUPRE =TAUP
        SLIPP =ASLIPPRE
        TAUP =TAUPRE
C
C      IF (ABS(SLIPP).LT.5.0) THEN      !βの設定
        BETA =BETA1+BETA2*ABS(SLIPP)
      ELSE
        BETA =BETA3
      ENDIF
C
      STAUDNI =-ALPHA*TAUP
      IF ((BETA*STAUDNI).GE.STAUDN2) THEN
        STAUDN2 =BETA*STAUDNI
    
```

```

      ENDIF
      STAUDN4P =STAUDN4
      STAUDN4 =BETA*TAUN
C
      SSLIPDN1 =SLIPP-(1+ALPHA)*TAUP/SLIPK
      SSLIPDN2 =(3*SLIPP+2*SLIPN)/5
      SSLIPDN4P =SSLIPDN4
      SSLIPDN4 =SLIPN-(1-BETA)*TAUN/SLIPK
      IF (((2*SLIPP+3*SLIPN)/5).LT.
        (SSLIPDN4-(STAUDN4-STAUDN2)/SLIPK)) THEN
        SSLIPDN3 =SSLIPDN4-(STAUDN4-STAUDN2)/SLIPK
      ELSE
        SSLIPDN3 =(2*SLIPP+3*SLIPN)/5
      ENDIF
C
      X1 =SSLIPDN3
      Y1 =STAUDN2
      X2 =SSLIPDN4
      Y2 =STAUDN4
      X3 =-PASLIP
      Y3 =-PATAU
      DK2 =SLIPK2
      CALL CROSS(X1,X2,X3,Y1,Y2,Y3,DK2,DK1,X4,Y4)
      SSLIPDN5 =X4
      STAUDN5 =Y4
      IF (SSLIPDN5.GE.SSLIPDN3) THEN
        SSLIPDN5 =-PASLIP+(STAUDN2+PATAU)/SLIPK2
        STAUDN5 =STAUDN2
      ENDIF
C
      STAUDP1 =-ALPHA*TAUN
      IF ((BETA*STAUDP1).LE.STAUDP2) THEN
        STAUDP2 =BETA*STAUDP1
      ENDIF
      STAUDP4P =STAUDP4
      STAUDP4 =BETA*TAUP
C
      SSLIPDP1 =SLIPN-(1+ALPHA)*TAUN/SLIPK
      SSLIPDP2 =(2*SLIPP+3*SLIPN)/5
      SSLIPDP4P =SSLIPDP4
      SSLIPDP4 =SLIPP-(1-BETA)*TAUP/SLIPK
      IF (((3*SLIPP+2*SLIPN)/5).GT.
        (SSLIPDP4-(STAUDP4-STAUDP2)/SLIPK)) THEN
        SSLIPDP3 =SSLIPDP4-(STAUDP4-STAUDP2)/SLIPK
      ELSE
        SSLIPDP3 =(3*SLIPP+2*SLIPN)/5
      ENDIF
C
      X1 =SSLIPDP3
      Y1 =STAUDP2
      X2 =SSLIPDP4
      Y2 =STAUDP4
    
```



```

ELSE
  NTAUS = 1 !単調除荷区間へ移行
ENDIF
ENDIF
NCHECK = 1
GOTO 6010

C
C 反転なし
ELSE IF ((DSLIP.GT.0.0).AND.(ASLIPNEW.GT.SLIPD)).OR.
  ((DSLIP.LT.0.0).AND.(ASLIPNEW.LT.SLIPD))) THEN
  SLIPD =SLIPDPRE
  TAUD =TAUDPRE
  IF (NTAUSPRE.GT.20) THEN
    NTAUS =NTAUSPRE-20
  ELSE
    NTAUS =NTAUSPRE-10
  ENDIF
ENDIF

C
IF ((NTAUS.EQ.4).AND.(NTAUSPRE.LT.20)) THEN
  IF (DSLIP.GT.0.0) THEN
    SLIPP =SLIPPRE
    TAUP =TAUPPRE
    SLIPN =SLIPNPRE
    TAUIN =TAUINPRE
  ELSE
    IF (ABS(SLIPP).LT.5.0) THEN !βの設定
      BETA =BETA1+BETA2*ABS(SLIPP)
    ELSE
      BETA =BETA3
    ENDIF
  ENDIF
ENDIF

C
SLAUDNI =-ALPHA*TAUP
IF ((BETA*STAUDNI).GE.STAUDN2) THEN
  STAUDN2 =BETA*STAUDNI
ENDIF
STAUDN4 =STAUDN4P

C
SSLIPDN1 =SLIPP-(1+ALPHA)*TAUP/SLIPK0
SSLIPDN2 =(3*SLIPP+2*SLIPN)/5
SSLIPDN4 =SSLIPDN4P
IF (((2*SLIPP+3*SLIPN)/5).LT.
  ((SSLIPDN4-(STAUDN4-STAUDN2)/SLIPK0)) THEN
  SSLIPDN3 =SSLIPDN4-(STAUDN4-STAUDN2)/SLIPK0
ELSE
  SSLIPDN3 =(2*SLIPP+3*SLIPN)/5
ENDIF

C
X1 =SSLIPDN3
Y1 =STAUDN2
X2 =SSLIPDN4
Y2 =STAUDN4
X3 =-PASLIP
Y3 =-PATAU

```

```

ENDIF
ENDIF
C 反転なし
6400 ELSE IF (DSLIP.GT.0.0) THEN !すべりが正方向に進行
  X1 =SSLIPDP3
  Y1 =STAUDP2
  X2 =SSLIPDP4
  Y2 =STAUDP4
  X =ASLIPNEW
  CALL LINEX(X,X1,X2,Y1,Y2,Y,DK1)
  TEMPLY =Y
  TEMPLK =DK1
C
IF (ASLIPNEW.GT.SSLIPDP5) THEN !包絡線上を移動
  TAU =SLIPK2*(ASLIPNEW-PASLIP)+PATAU
  SLIPK =SLIPK2
ELSE
  SLIPK =TEMPLK
  TAU =TEMPLY
ENDIF
NTAUS =4
C
ELSE !すべりが負方向に進行
  X1 =SSLIPDN3
  Y1 =STAUDN2
  X2 =SSLIPDN4
  Y2 =STAUDN4
  X =ASLIPNEW
  CALL LINEX(X,X1,X2,Y1,Y2,Y,DK1)
  TEMPLY =Y
  TEMPLK =DK1
C
IF (ASLIPNEW.LT.SSLIPDN5) THEN !包絡線上を移動
  TAU =SLIPK2*(ASLIPNEW+PASLIP)-PATAU
  SLIPK =SLIPK2
ELSE
  SLIPK =TEMPLK
  TAU =TEMPLY
ENDIF
NTAUS =4
ENDIF
C
C----->NTAUS=5 : 除荷区間で載荷方向が反転する場合(除荷曲線上を逆行)
ELSE IF (NTAUS.EQ.5) THEN
C
C 反転あり
IF ((DSLIP*DSLIPPRE.LT.0.0).AND.(NCHECK.EQ.0)) THEN
  IF (NTAUSPRE.GT.20) THEN
    NTAUS =6
  
```

```

DK2 =SLIPK2
CALL GROSS(X1,X2,X3,Y1,Y2,Y3,DK2,DK1,X4,Y4)
SSLIPDN5 =X4
STAUDN5 =Y4
IF ((SSLIPDN5.GE. SSLIPDN3) THEN
SSLIPDN5 =-PASLIP+(STAUDN2+PATAU)/SLIPK2
STAUDN5 =STAUDN2
ENDIF

C
STAUDP1 =-ALPHA*TAUN
IF ((BETA*STAUDP1).LE. STAUDP2) THEN
STAUDP2 =BETA*STAUDP1
ENDIF
STAUDP4 =STAUDP4P

C
SSLIPDP1 =SLIPN-(1+ALPHA)*TAUN/SLIPK0
SSLIPDP2 =(2*SLIPN+3*SLIPN)/5
SSLIPDP4 =SSLIPDP4P
IF (((3*SLIPN+2*SLIPN)/5).GT.
((SSLIPDP4-(STAUDP4-STAUDP2)/SLIPK0)) THEN
SSLIPDP3 =SSLIPDP4-(STAUDP4-STAUDP2)/SLIPK0
ELSE
SSLIPDP3 =(3*SLIPN+2*SLIPN)/5
ENDIF

C
X1 =SSLIPDP3
Y1 =STAUDP2
X2 =SSLIPDP4
Y2 =STAUDP4
X3 =PASLIP
Y3 =PATAU
DK2 =SLIPK2
CALL GROSS(X1,X2,X3,Y1,Y2,Y3,DK2,DK1,X4,Y4)
SSLIPDP5 =X4
STAUDP5 =Y4
IF ((SSLIPDP5.LE. SSLIPDP3) THEN
SSLIPDP5 =PASLIP+(STAUDP2+PATAU)/SLIPK2
STAUDP5 =STAUDP2
ENDIF

C
STAUDN1 =-ALPHA*TAUP
IF ((BETA*STAUDN1).GE. STAUDN2) THEN
STAUDN2 =BETA*STAUDN1
ENDIF
STAUDN4 =STAUDN4P

C
SSLIPDN1 =SLIPN-(1+ALPHA)*TAUP/SLIPK0
SSLIPDN2 =(3*SLIPN+2*SLIPN)/5
SSLIPDN4 =SSLIPDN4P
IF (((2*SLIPN+3*SLIPN)/5).LT.
((SSLIPDN4-(STAUDN4-STAUDN2)/SLIPK0)) THEN
SSLIPDN3 =SSLIPDN4-(STAUDN4-STAUDN2)/SLIPK0
ELSE
SSLIPDN3 =(2*SLIPN+3*SLIPN)/5
ENDIF

C
X1 =SSLIPDN3
Y1 =STAUDN2
X2 =SSLIPDN4
Y2 =STAUDN4
X3 =-PASLIP

```

```

Y3 =-PATAU
DK2 =SLIPK2
CALL GROSS(X1, X2, X3, Y1, Y2, Y3, DK2, DK1, X4, Y4)
SSLIPDN5 =X4
STAUDN5 =Y4
IF (SSLIPDN5.GE. SSLIPDN3) THEN
  SSLIPDN5 =-PASP1P+ (STAUDN2+PATAU) /SLIPK2
  STAUDN5 =STAUDN2
ENDIF
C
ENDIF
ENDIF
GOTO 6010
C
6500 ELSE
  SLIPK =SLIPK0
  TAU =TAUD+SLIPK*(ASLIPNEW-SLIPD)
  NTAUS =5
ENDIF
C
C---->NTAUS=6 : 最大すべり量未滿からの除荷区間
6600 ELSE IF (NTAUS.EQ. 6) THEN
C
C 反転あり
IF ((OSLIP*DSLIPPRE.LT. 0. 0) .AND. (NCHECK.EQ. 0)) THEN
  NTAUS =5
  IF (NTAUSPRE.LT. 10) THEN
    NTAUSPRE =NTAUSPRE+20
  ELSE IF (NTAUSPRE.LT. 20) THEN
    NTAUSPRE =NTAUSPRE+10
  ENDIF
  NCHECK =1
  GOTO 6010
C
C 反転なし
ELSE IF (OSLIP.GT. 0. 0) THEN
  !すべりが正方向に進行
  IF (SSLIPDP1.GE. SSLIPDP2) THEN
    NTAUSNEXT =0
  ELSE
    X1 =SSLIPDP1
    Y1 =STAUDP1
    X2 =SSLIPDP2
    Y2 =STAUDP2
    X3 =SLIPD
    Y3 =TAUD
    DK2 =SLIPK0
    CALL GROSS(X1, X2, X3, Y1, Y2, Y3, DK2, DK1, X4, Y4)
    TEMPX2 =X4
    TEMPY2 =Y4
  ENDIF
ENDIF
C
TEMPX3 =SLIPD+(STAUDP2-TAUD) /SLIPK0
IF (((STAUDP2-STAUDP4) / (SSLIPDP3-SSLIPDP4)).EQ. SLIPK0) THEN
  TEMPX4 =SSLIPDP3
ELSE
  X1 =SSLIPDP3
  Y1 =STAUDP2
  X2 =SSLIPDP4
  Y2 =STAUDP4
  X3 =SLIPD
  Y3 =TAUD
  DK2 =SLIPK0
  CALL GROSS(X1, X2, X3, Y1, Y2, Y3, DK2, DK1, X4, Y4)
  TEMPX4 =X4
  TEMPY4 =Y4
ENDIF
C
IF (((TEMPY2.GT. STAUDP2) .AND. (TEMPY2.LT. SSLIPDP2)).AND.
  (NTAUSNEXT.NE. 0)) THEN
  NTAUSNEXT =2
ELSE IF (((TEMPX3.GT. SSLIPDP2) .AND. (TEMPX3.LT. SSLIPDP3)) .OR.
  ((NTAUSNEXT.EQ. 0) .AND. (TEMPX3.LT. SSLIPDP3))) THEN
  NTAUSNEXT =3
ELSE
  NTAUSNEXT =4
ENDIF
C
IF (NTAUSNEXT.EQ. 4) .AND. (ASLIPNEW.GT. TEMPX4)) THEN
  NTAUS =4
  GOTO 6010
ELSE IF (NTAUSNEXT.EQ. 3) .AND. (ASLIPNEW.GT. TEMPX3)) THEN
  NTAUS =3
  GOTO 6010
ELSE IF (NTAUSNEXT.EQ. 2) .AND. (ASLIPNEW.GT. TEMPX2)) THEN
  NTAUS =2
  GOTO 6010
ELSE
  SLIPK =SLIPK0
  TAU =TAUD+SLIPK*(ASLIPNEW-SLIPD)
  NTAUS =6
ENDIF
C
ELSE
  !すべりが負方向に進行
  IF (SSLIPDN1.LE. SSLIPDN2) THEN
    NTAUSNEXT =0
  ELSE
    X1 =SSLIPDN1
    Y1 =STAUDN1
    X2 =SSLIPDN2
    Y2 =STAUDN2
    X3 =SLIPD
  ENDIF
ENDIF
C

```



```

Y3 =TAUD
DK2 =SLIPKO
CALL CROSS(X1, X2, X3, Y1, Y2, Y3, DK2, DK1, X4, Y4)
TEMPX2 =X4
TEMPY2 =Y4
ENDIF
C
TEMPX3 =SLIPD+(STAUDN2-TAUD)/SLIPKO
C
IF (((STAUDN2-STAUDN4)/(SSLI PDN3-SSLI PDN4)).EQ. SLIPKO) THEN
ELSE
TEMPX4 =SSLI PDN3
X1 =SSLI PDN3
Y1 =STAUDN2
X2 =SSLI PDN4
Y2 =STAUDN4
X3 =SLIPD
Y3 =TAUD
DK2 =SLIPKO
CALL CROSS(X1, X2, X3, Y1, Y2, Y3, DK2, DK1, X4, Y4)
TEMPX4 =X4
TEMPY4 =Y4
ENDIF
C
IF (((TEMPY2.LT. STAUDN2).AND. (TEMPX2.GT. SSLI PDN2)).AND.
(NTAUSNEXT.NE.0)) THEN
1
NTAUSNEXT =2
ELSE IF (((TEMPX3.LT. SSLI PDN2).AND. (TEMPY3.GT. SSLI PDN3)).OR.
(NTAUSNEXT.EQ.0).AND. (TEMPX3.GT. SSLI PDN3))) THEN
1
NTAUSNEXT =3
ELSE
NTAUSNEXT =4
ENDIF
C
IF ((NTAUSNEXT.EQ.4).AND. (ASLI PNEW.LT. TEMPX4)) THEN
NTAUS =4
GOTO 6010
ELSE IF ((NTAUSNEXT.EQ.3).AND. (ASLI PNEW.LT. TEMPX3)) THEN
NTAUS =3
GOTO 6010
ELSE IF ((NTAUSNEXT.EQ.2).AND. (ASLI PNEW.LT. TEMPX2)) THEN
NTAUS =2
GOTO 6010
ELSE
SLIPK =SLIPKO
TAU =TAUD+SLIPKO*(ASLI PNEW-SLIPD)
NTAUS =6
ENDIF
ENDIF
C
C
C
C
ELSE
SLIPK =SLIPKPRE
TAU =TAUPRE
ENDIF
C
IF (ASLI PPRE.NE. ASLI PNEW) THEN
ASLI PPRE =ASLI PNEW
ENDIF
IF (TAUPRE.NE. TAU) THEN
TAUPRE =TAU
ENDIF
IF (DSLIPPRE.NE. DSLIP) THEN
DSLIPPRE =DSLIP
ENDIF
C
6000 CONTINUE
C
RETURN
END
C
C
C
C
C---->(X1, Y1) (X2, Y2) を通る直線上の点 (X, Y) の Y 座標と (X は given), 傾き DK1 を求める
*****
SUBROUTINE LINE(X, X1, X2, Y1, Y2, I, DK1)
I, DK1
*****
INCLUDE 'ABA_PARAM. INC'
DK1 = (Y1-Y2)/(X1-X2)
Y = (X-X1)*DK1+Y1
RETURN
END
C
C
C---->(X1, Y1) (X2, Y2) を通る直線 1 の傾き DK1 と, (X3, Y3) を通って傾き DK2 の直線 2 の交点 (X4, Y4) を求
める
*****
SUBROUTINE CROSS(X1, X2, X3, Y1, Y2, Y3, DK2,
I, DK1, X4, Y4)
*****
INCLUDE 'ABA_PARAM. INC'
DK1 = (Y1-Y2)/(X1-X2)
X4 = (DK1*X1-DK2*X3-Y1+Y3)/(DK1-DK2)
Y4 =DK2*(X4-X3)+Y3
RETURN
END
C

```

発表論文

※注 「渡邊」は申請者の旧姓であり、以下で「渡邊有香子」と「市岡有香子」は同一。

本論文の内容に関する発表

< 審査付き論文 >

・ 構造工学論文集

- [1] 市岡有香子, 河野進, 西山峰広, 渡邊史夫, 荒金勝: 混合より線を緊張材とする圧着型片持ち梁の力学的性状に関する研究, 構造工学論文集 53B, pp.131-136, 2007年3月
- [2] 市岡有香子, 河野進, 太田義弘: 波形鋼板ダンパー付プレキャスト PC 架構の力学的性状に関する研究, 構造工学論文集 54B, pp.479-484, 2008年3月

・ コンクリート工学年次論文報告集

- [3] 渡邊有香子, 河野進, 西山峰広, 荒金勝: 混合より線を用いた PCaPC 梁の力学的性状に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集 第27巻 第2号, pp.571-576, 2005年6月 (年次論文奨励賞受賞)
- [4] 市岡有香子, 南尚孝, 河野進, 荒金勝: 緊張材に混合より線を用いた PCaPC 片持ち梁の力学的性状に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集 第28巻 第2号, pp.499-504, 2006年7月
- [5] 市岡有香子, 南尚孝, 河野進, 太田義弘: 波形鋼板を RC 架構においてダンパーとして用いるための基礎的研究, コンクリート工学年次論文報告集 第29巻 第3号, pp.1069-1074, 2007年6月 (年次論文奨励賞受賞)

・ プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集

- [6] 市岡有香子, 河野進, 渡邊史夫, 太田義弘: 波型鋼板を用いた履歴型ダンパー付 PCaPC 架構の力学的性状, 第16回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.227-232, 2007年9月

・ fib 2nd International Congress

- [7] Yukako ICHIOKA, Susumu KONO, Fumio WATANABE, Minehiro NISHIYAMA, Suguru ARAKANE: Seismic Behavior of Precast Prestressed Concrete Members with Graded Composite Strands, Fédération Internationale du Béton Proceedings of the 2nd International Congress, ID 14-17, 2006.6

< 口頭発表論文 >

・ 日本建築学会大会学術講演梗概集

- [8] 渡邊有香子, 南尚孝, 河野進, 西山峰広, 渡邊史夫, 荒金勝: アンボンドより線および混合よ

- り線を用いた PCaPC 門型架構の力学的性状, 日本建築学会大会学術講演梗概集構造系, 構造 IV, C-2, pp.739-740, 2005 年 9 月
- [9] 市岡有香子, 南尚孝, 河野進, 西山峰広, 渡邊史夫, 荒金勝: アンボンドより線および混合より線を用いた PC 造単純梁のひび割れ性状, 日本建築学会大会学術講演梗概集構造系, 構造 IV, C-2, pp.759-762, 2006 年 9 月
- [10] 市岡有香子, 花房広哉, 笠直介, 河野進, 渡邊史夫, 太田義弘: 波形鋼板ダンパーを組み込んだプレキャスト PC 門型架構の力学的性状, 日本建築学会大会学術講演梗概集構造系, 構造 IV, C-2, pp.839-844, 2007 年 8 月
- [11] 市岡有香子, 河野進, 渡邊史夫: PC より線の付着履歴モデルを組み込んだ圧着型 PCaPC 片持ち梁の FEM 解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集構造系, 構造 IV, C-2, pp.893-894, 2008 年 9 月
- The 14th World Conference on Earthquake Engineering
- [12] Ichioka, Y., Kono, S. and Watanabe, F., “Structural System Enabling Prompt Recovery after Earthquakes”, The 14th World Conference on Earthquake Engineering, 05-06-0080, 2008.10

その他の研究業績

< 審査付き論文 >

• 構造工学論文集

- [13] 市岡有香子, 河野進, 西山峰広, 渡邊史夫, 荒金勝: 混合より線を用いた PCaPC 門型架構の力学的性状に関する研究, 構造工学論文集 52B, pp.279-284, 2006 年 3 月

• コンクリート工学年次論文報告集

- [14] 渡邊有香子, 宮崎覚, 谷昌典, 渡邊史夫: 自己圧着型コンクリートブレースによる耐震補強工法に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 26, No. 2, pp.1255-1260, 2004 年 6 月

• プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集

- [15] 渡邊有香子, 芹澤好徳, 河野進, 西山峰広: プレキャスト柱および梁をアンボンドより線により圧着した門型架構の力学的性状, 第 14 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.255-260, 2005 年 11 月

< 口頭発表論文 >

• 日本建築学会大会学術講演梗概集

- [16] 渡邊有香子, 奥野雄一郎, 渡邊史夫: コンクリート圧縮ブレースにより補強された RC 骨組の破壊形式に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集構造系, 構造 IV, C-2, pp.757-760, 2003 年 9 月

謝 辞

本論文をまとめるに際して、温かいご指導、ご鞭撻をいただきました、京都大学名誉教授 渡邊史夫博士に、心より深く感謝申し上げます。ご退官を迎えられた後も、なかなか論文をまとめられない私のために何度も京都までご足労いただき、終始懇切なるご指導を賜ったおかげで、こうして研究を形にすることができました。

本論文の審査過程において、校閲の労をお取りくださり、貴重なご指摘とご助言を賜りました、京都大学教授 井上一朗博士、同教授 田中仁史博士、同准教授 西山峰広博士に、謹んで謝意を表します。

京都大学准教授 河野進博士には、公私に渡り様々な形で面倒を見ていただき、また海外を含む多数の学会や会議に参加する機会を与えていただきました。実験に際しても、京都大学助教 坂下雅信博士とともに、計画段階から計測データの整理に至るまで多大なるご貢献、数々のご指導、ご助力をいただきました。ここに厚くお礼申し上げます。

株式会社竹中工務店 太田義弘氏、住友電工テクニカルソリューションズ株式会社 荒金勝氏には、数々の貴重なご示唆、ご助力をいただき、大変感謝しております。また、日本建築総合試験所 足立将人博士には、貴重な実験データを快くお見せいただき、誠にありがとうございました。

更に、研究成果を引用させていただいた多くの論文著者の方々に、感謝の意を表します。

渡邊先生、河野先生、坂下先生をはじめ、渡邊・河野研の皆様には、実験作業や研究業務の遂行のみならず、学会や日々の生活においても大変お世話になりました。京都工芸繊維大学准教授 金尾伊織博士、京都大学技術職員 岩本敏憲氏および野村昌弘氏、大晦日まで実験を手伝ってくれた小川大輔くん、南尚孝くん、花房広哉くん他、学生の皆様、ご無理を聞いていただいた業者の方々、河野先生のご家族に、深く感謝いたします。長年に渡る学生生活を、倦むことなく、人にも設備にも大変恵まれた環境で続けられたことは、私にとって大きな幸運であり、またその経験は貴重な財産となりました。

最後に、私の意志を尊重し、支え続けてくれた夫 義和と、温かく応援してくれたお互いの両親に、心からの感謝を捧げます。