九州大学学術情報リポジトリ
Kyushu University Institutional Repository

ねじりと曲げの相関特性を考慮したRCアーチ橋の地震時応答に関する研究

服部，匡洋

https://doi.org/10.15017/1500703

出版情報：九州大学，2014，博士（工学），課程博士
バージョン：
権利関係：全文ファイル公表済

KYUSHU UNIVERSITY

ねじりと曲げの相関特性を考慮した
RC アーチ橋の地震時応答に関する研究

平成 27 年 1 月

服 部　匡 洋

ねじりと曲げの相関特性を考慮した
RC アーチ橋の地震時応答に関する研究

九 州 大 学

学位請求論文

請 求 者　：服部 匡洋

審査委員　：准教授　梶田 幸秀（主査）
教授　　日野 伸一
教授　　園田 佳巨

平成２７年１月

目次

第 1 章　序論　1
1.1 研究の背景……1
1.2 研究の目的……3
1.3 本論文の構成……4

第 2 章　RC 部材に対するねじり交番載荷実験　6
2.1 実験概要……6
2.1.1 実験供試体 ……6
2.1.2 載荷方法 ……7
2.1.3 実験ケース ……9
2.2 純ねじり荷重を受ける RC 部材の挙動特性 …… 12
2.2.1 充実断面部材に対する交番載荷実験 …… 12
2.2.2 1 室中空断面部材に対する交番載荷実験 …… 15
2.2.3 3 室中空断面部材に対する交番載荷実験 …… 18
2.3 ねじりと曲げの複合荷重を受ける RC 部材の挙動特性 …… 20
2.3.1 充実断面部材に対する交番載荷実験 …… 20
2.3.2 3 室中空断面部材に対する交番載荷実験 …… 34
2.4 本章のまとめ…… 39

第 3 章　ねじり交番荷重を受ける RC 部材の三次元有限要素解析　42
3.1 有限要素解析概要…… 42
3.1.1 解析モデル …… 42
3.1.2 解析手法 …… 42
3.1.3 解析ケース …… 45
3.2 ねじり交番載荷実験の数値シミュレーション…… 46
3.2.1 充実断面シリーズ …… 46
3.2.2 1 室中空断面シリーズ…… 54
3.2.3 3 室中空断面シリーズ…… 57
3.3 本章のまとめ…… 61

第 4 章　ねじりと曲げの相関特性を考慮した地震応答解析手法の提案　63
4.1 ねじりと曲げの相関特性を考慮した地震応答解析手法の概要 …… 63
4.2 ねじりと曲げの相関特性の提案…… 65
4.2.1 ひび割れ相関曲線 …… 65
4.2.2 ねじり降伏相関曲線 …… 69
4.2.3 曲げ降伏相関曲線 …… 71
4.3 ねじり骨格曲線の提案…… 74
4.3.1 中空壁厚をパラメータとした追加解析 …… 74
4.3.2 設計値との比較とねじり骨格曲線の定式化 …… 76
4.4 ねじり履歴モデルの提案…… 83
4.5 本章のまとめ…… 85

第 5 章　ねじりと曲げの相関特性を考慮した地震応答解析の適用事例　87
5.1 橋梁諸元…… 87
5.2 解析モデル…… 88
5.3 解析ケース…… 89
5.4 固有値解析…… 90
5.5 動的解析条件…… 92
5.6 振幅 1 倍での地震時応答…… 93
5.6.1 Case_1 の応答…… 93
5.6.2 ねじり線形解析の応答との比較（Case_2） …… 94
5.6.3 ねじり等価線形解析の応答との比較（Case_3，Case_4） …… 99
5.7 振幅 2 倍での地震時応答……104
5.7.1 ねじり線形解析の応答との比較（Case_2） ……104
5.7.2 ねじり等価線形解析との比較（Case_3，Case_4）……109
5.8 本章のまとめ……114
5.8.1 ねじり非線形部材が生じない場合（振幅 1 倍の場合） ……114
5.8.2 ねじり非線形部材が生じる場合（振幅 2 倍の場合） ……114

第 6 章　結論　116

謝辞

第１章　序論

1.1　研究の背景

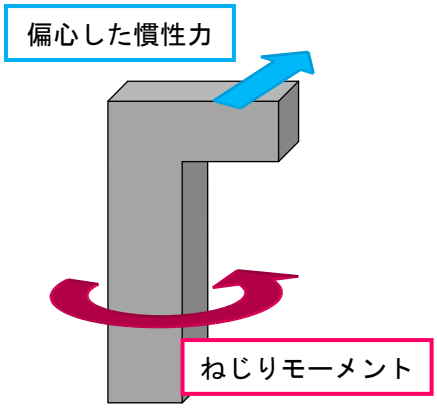
現行の設計において，地震時に複雑な挙動を示す橋に対しては，静的解析の適用が限定され，動的解析による耐力照査を実施することが望ましいとされている．ここで，地震時の挙動が複雑とは，①橋の応答に主たる影響を与える振動モードが静的照査法で考慮する 1 次の固有振動モードの形状と著しく異なる場合，②橋の応答に主たる影響を与える固有振動モードが 2 種類以上ある場合，③レベル 2 地震動に対する耐震性能の照査において，塑性化が複数箇所に生じる可能性がある場合，又は，複雑な構造で塑性化がどこに生じるかはっきりしない場合，④レベル 2 地震動に対する耐震性能の照査において，構造部材や橋全体系の非線形履歴特性に基づくエネルギー一定則の適用性が十分検討されていない場合が挙げられる [1)].

このような複雑な挙動を示す橋梁において塑性化を想定した部材に対し，レベル 2 地震動が作用すると想定した場合，耐震性能に応じてその特定の位置にのみ塑性化が生じることを前提に一定の損傷を許容する．ここでの損傷とは，曲げひび割れやせん断ひび割れ，かぶりコンクリートの剥落など，曲げによる損傷を示す．そのため，従来の動的解析では，塑性化を想定した特定の部材について曲げ骨格曲線を設定し，その他の部材は線形部材として配置した地震応答解析を実施してきた．また，大きな軸力変動が想定される場合や 2 軸曲げが想定される場合には軸力曲げ相関や 2 軸曲げ相関を考慮し，時刻ごとに曲げ骨格曲線を更新させることでより詳細で合理的な設計が行われてきた．

図−1.1 に示すような RC アーチ橋も，複雑な挙動を示す橋梁の 1 つである．RC アーチ橋のアーチリブには，常時高軸力が作用しており，また地震作用時には軸力に加え，曲げモーメントやせん断力，そしてねじりモーメントが同時に作用することが知られている．また近年では，立地条件の制約等に伴い，逆 L 字型橋脚が建設されることも多く，大きなねじりモーメントが生じうる橋梁構造物が増加しつつあるといえる．これらの橋梁構造物は，耐震設計において，地震作用時に生じるであろうねじりモーメントに対して十分なねじり耐力を有していることを保証しなければならず，そのためにはねじり挙動を厳密に考慮した地震応答解析が行われる必要がある．

このような背景から，これまで，RC 部材に対して軸力や曲げモーメント，ねじりモーメントが同時に作用した場合の耐震性能を把握するための実験的検討及び解析的検討は少なからず行われてきた．泉は，曲げモーメントやねじりモーメントなどの複合荷重を受けるコンクリート部材の終局時の相関曲線を斜め曲げ理論と立体トラス理論を適用して理論的に導出し，ねじりモーメントと曲げモーメントを同時に受ける部材に対する設計法を示した [2)]．また，佐伯らは，立体トラス理論を応用し，ねじりと曲げの複合荷重が作用する RC 部材の破壊形式を 3 パターンに区分し，それぞれの破壊形式に対する終局耐力算出法を提案し，実験と対応することを示した [3)]．大塚らは，一般的な RC 橋脚を想定し，軸力，曲げ/せん断及びねじりの複合載荷実験を実施し，複合荷重時の履歴復元力特性について明らかにするとともに，ひび割れや降伏，最大耐力の各イベントにおける相関曲線を示した．しかし，これらの研究では，耐震性能の照査を行うための終局時のねじり耐力やねじりと曲げの相関曲線の提案に主眼が置かれており，地震応答解析において適切

（a）RC アーチ橋



（b）逆 L 字型橋脚のイメージ

図-1.1　ねじりが生じる橋梁構造の一例

な最大曲げモーメント，最大ねじりモーメントが得られるような解析ツールに関する検討，提案は行われていない．また，充実断面 RC 部材に対する実験結果に基づいており，中空断面や極端に扁平な断面を有する RC 部材に対する適用性については不明である．

RC 部材のねじり挙動については，その複雑さや未解明な部分が多いことから，地震応答解析において，兼ねてよりねじり剛性の設定には留意が必要であるとされてきた．特に，RC アーチ橋のアーチリブでは，橋軸直角方向に地震力を受けた場合，部材軸線が曲線であることから変形適合ねじりと釣り合いねじりが複合したねじりモーメントが生じるため，適切なねじり剛性の設定が必要である．一般的には全断面有効剛性を有する線形部材として解析を行うが，ねじりひび割れの発生が想定される場合は，ねじりひび割れ発生後にねじり剛性が低下することを考慮するために，ねじり剛性を初期剛性の 1/10 程度に設定して橋梁の動的解析を実施することが行われてきた[5)]．また，大塚らは，RC 充実矩形断面部材に関する多くの複合載荷実験を行い，力学特性の提案を行ってきた．また，それらの実験結果に基づき，軸応力比，帯鉄筋体積比，載荷比率をパラメータとして剛性低下率や等価減衰定数の定式化を行い，ねじり非線形に入る部材に対して適切な等価剛性を与えうる繰り返し収束計算を伴う等価線形解析を提案し，ラーメン橋橋脚の最適なねじり剛性が全断面有効剛性の 1/4 程度であることを示した[6)]．

しかし，これらの方法は簡易的にねじり剛性を評価しているに過ぎず，仮定した初期剛性の妥当性を検証する手段は今のところない．そのため，仮定したねじり剛性が小さければ，一般にその部材に生じるねじりモーメントは小さくなるため，ねじりに対して危険側の設計となっている可能性が考えられる．また，ねじりと曲げの相関関係が考慮されていないため，複合荷重による耐力低下が表現されず，ねじり以外の地震時応答についても厳密に評価できていないことが予想される．性能規定型の設計に移行しつつある現在，曲げのみならずねじりをより詳細に評価でき，合理的に設計できる解析手法が求められている．しかし，ねじりと曲げの複合荷重時の力学特性に関する知見は少なく，ねじり挙動を厳密に考慮した地震応答解析事例はないのが現状である．

1.2 研究の目的

以上の背景より，本研究ではRCアーチ橋全体系解析モデルに対してねじり挙動を厳密に考慮した地震応答解析を実施し，ねじり挙動を厳密に考慮することによって，橋梁全体の地震時応答がどのように変化するのかを明らかにすることを最終目的とする．ねじり挙動を厳密に考慮した地震応答解析を実施するためには，以下に示す解析ツールが必要である．

ねじり挙動を厳密に考慮した地震応答解析に必要な解析ツール

① ねじりと曲げの相関曲線
② ねじり骨格曲線
③ ねじり履歴モデル

このため，本研究では，まずねじり荷重を受けるRC部材のねじり非線形特性や破壊形式を明らかにするため．これまでに大塚らが実施してきたRC橋脚を想定した充実矩形断面[4)]や1室中空断面を有する柱部材[7)]，RCアーチリブを想定した3室中空断面を有する部材[8)]に対して純ねじり荷重を作用させた実験について詳細に考察した．また，ねじりと曲げの相関特性やねじり荷重と曲げ荷重の載荷比率に応じた破壊形式の変化について知ることを目的とし，ねじりと曲げの複合交番載荷実験結果について精査した．

次に，精度良い解析ツールを作成するためには，実験数が不十分であり，有限要素法を使用したパラメトリック解析による補間を行う．その前段階として，有限要素解析の精度を把握するために，純ねじり交番載荷実験及びねじりと曲げの交番載荷実験をシミュレートする再現解析を実施した．

さらに，精度良い解析ツールを提案するため，再現性が確認された有限要素解析モデルを使用し，ねじり挙動に影響を及ぼし得る軸応力比や帯鉄筋間隔，中空壁厚等をパラメータとした追加解析を実施し，これらの実験結果及び解析結果に基づき，ねじりと曲げの相関曲線とねじり骨格曲線を提案した．

最後に，ねじり挙動を厳密に考慮することによって，橋梁全体の地震時応答がどのように変化するのかを明らかにするため，提案した解析ツールを実橋梁全体系の解析モデルに適用した地震応答解析を行い，現行の解析手法より得られた地震時応答と比較することで，ねじり挙動を厳密に考慮した地震応答解析の有効性について検証した．

1.3 本論文の構成

第 1 章「序論」では，研究の背景，研究の目的，本論文の構成について述べた．

第 2 章「RC 部材に対するねじり交番載荷実験」では，充実断面，1 室中空断面，3 室中空断面 RC 供試体に対する純ねじり交番載荷実験を行い，純ねじり荷重作用時の RC 部材のねじり履歴曲線や骨格曲線，破壊状況等を明らかにした．また，ねじり荷重と曲げ荷重の比率を変化させた交番載荷実験より，ねじりと曲げには相関特性があることを示した．

第 3 章「ねじり荷重を受ける RC 部材の三次元有限要素解析」では，ねじりと曲げの正負交番載荷実験に対するシミュレーション解析を実施し，有限要素解析の再現性を把握した．

第 4 章「ねじりと曲げの相関特性を考慮した地震応答解析手法の提案」では，第 3 章で再現性を確認した有限要素解析モデルを使用し，軸力や帯鉄筋間隔を変化させたパラメトリック解析を実施し，これらのパラメータがねじりと曲げの相関曲線の形状を変化させることを明らかにした．また，実験及び有限要素解析結果に基づき，ねじり挙動を厳密に考慮した地震応答解析に必要なねじりと曲げの相関曲線，ねじり骨格曲線，ねじり履歴モデルの提案を行った．

第 5 章「ねじりと曲げの相関特性を考慮した地震応答解析の適用事例」では，実存する RC アーチ橋を参考にして作成した解析モデルに対して，提案したねじりと曲げの相関曲線やねじり骨格曲線，ねじり履歴モデルを適用した非線形動的解析を実施した．また，ねじり挙動を厳密に考慮した非線形動的解析より得られた地震時応答とねじり線形及びねじり等価線形解析の応答を比較することにより，ねじりと曲げの相関曲線を考慮することで地震時応答がどのように変化するのかを明らかにした．

第 6 章「結論」では，以上の研究結果及び知見をまとめ，本論文の結論とした．

参考文献

1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，pp.36-56，2012.
2) 泉満明:ねじりと曲げを受けるコンクリート部材の終局強度と設計法, 土木学会論文報告集, 第 327 号，pp.139-150，1982.
3) 佐伯昇，高田宣之，志村和紀，藤田嘉夫：ねじりと純曲げの組み合わせ荷重を受ける鉄筋コンクリート部材の耐力，土木学会論文集，No.442／V-16，pp.35-42，1992.
4) 大塚久哲，竹下永造，浦川洋介：軸力，曲げ／せん断，及びねじりの複合荷重を同時に受ける RC 部材の耐震性能と相関特性，土木学会論文集，No.801／I-73，pp.123-139，2005.
5) (社)日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料－PC ラーメン橋・RC アーチ橋・PC 斜長橋・地中連続壁基礎・深礎基礎等の耐震設計計算例－，3. 鉄筋コンクリートアーチ橋の設計計算例，pp.49-52，1998.
6) 大塚久哲，宇山友理，秦逸平 : RC 柱部材のねじり剛性低下の定式化と動的解析への適用の研究，構造工学論文集 A，Vol.55A，pp.680-690，2009.
7) 服部匡洋，大塚久哲，崔準祜，西木友宏：1 室中空断面柱部材のねじりモーメントに対する挙動特性，第 22 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, pp.441-446, 2013.
8) 筬島隆司，大塚久哲，福永靖雄，山崎智彦：曲げとねじりを受ける 3 室中空断面 RC 部材の力学特性に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.32，No.2，pp.691-696，2010.

第 2 章　RC 部材に対するねじり交番載荷実験

第 2 章では，軸応力比や帯鉄筋間間隔，中空壁厚，ねじりと曲げの載荷比率がねじり挙動に与える影響を把握するために，充実断面，1 室中空断面，3 室中空断面 RC 供試体に対するねじり交番載荷実験を実施し，ねじり履歴曲線や骨格曲線，ねじりと曲げの相関曲線，破壊状況を示す．

2.1　実験概要

2.1.1 実験供試体

写真-2.1 に実験供試体のセットアップ状況を示す．実験供試体は，フーチングを除く柱部の全長が 1600mm の鉄筋コンクリート(RC)製である．実験供試体には，柱上下端にフーチングを設け，頭部フーチングを載荷装置に固定している．

図-2.1 に供試体断面図の比較を示す．本実験では，充実断面，1 室中空断面，3 室中空断面と，断面形状の異なる 3 シリーズの実験供試体を準備した．充実断面を有する供試体の柱部分は 400×400mm の正方形断面である．本供試体は，一般的な桁橋やラーメン橋の橋脚を想定した．コン

(a) 充実及び 1 室中空断面供試体全体図

(b) 三室箱桁断面供試体全体図

(c) 三室箱桁断面供試体側面図

写真-2.1　供試体セットアップ状況

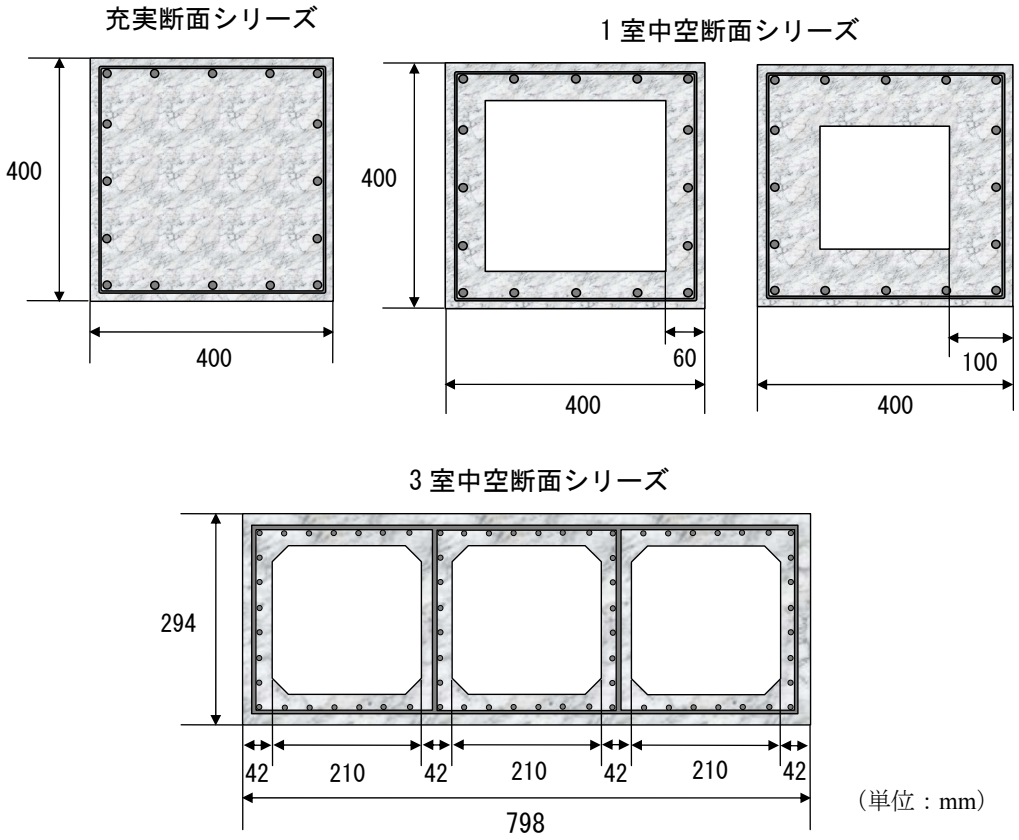


図-2.1　供試体断面図

クリートの設計基準強度は 40N/mm^2 とした．鉄筋は，全て SD295 である．主鉄筋は D13 鉄筋を 16 本均等に配置した．帯鉄筋には D6 鉄筋を使用し，溶接長 60mm のフレアー溶接を施して閉合した [1)].

1 室中空断面を有する供試体についても，400×400mm の正方形断面であり，コンクリートの設計基準強度，使用鉄筋及び鉄筋配置は充実断面と同様である．本供試体は，山間部の高架橋等において使用されることの多い中空断面橋脚を想定した．中空壁厚は 60mm，100mm とし，断面辺長と中空壁厚の比（壁厚比）はそれぞれ 0.15，0.25 となった [2)].

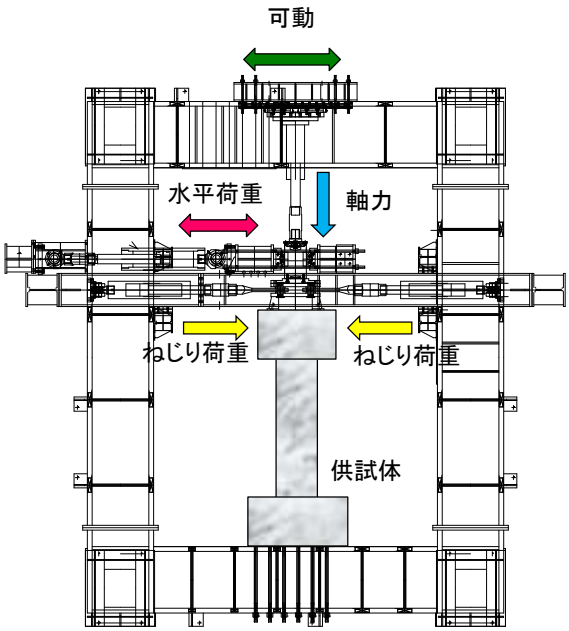
3 室中空断面供試体は，294mm×798mm の長方形断面であり，210mm×210mm の 3 つの中空を有する．この供試体は実在する RC アーチ橋のアーチリブ部材の断面を，載荷装置の制約等を勘案して約 12 分の 1 に縮小した供試体である．コンクリートの設計基準強度は，その他のシリーズと同様に，40N/mm^2 である．また，使用した鉄筋は SD295 であり，主鉄筋には D10 鉄筋，帯鉄筋には D6 鉄筋を使用した [3)].

各シリーズにおける実験ケースについては，2.1.3 で詳細に述べる．

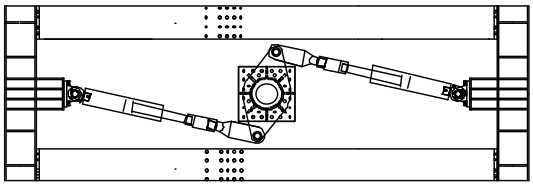
2.1.2 載荷方法

図-2.2 に載荷装置を示す．基部フーチングと載荷フレームを PC 鋼棒により固定し，供試体を設置した．また，頭部フーチングと載荷板はボルトによって固定した．

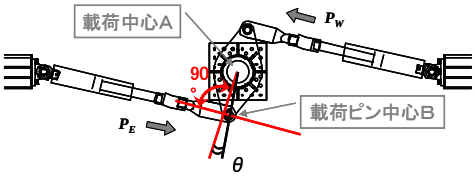
ねじり荷重は 2 本のねじり載荷用ジャッキにより供試体頭部に偶力を作用することにより与えた．また，曲げ荷重は供試体に対して水平方向に配置されたジャッキにより，軸力は供試体に対



(a) 全体図



(b) ねじりジャッキ拡大図



(c) ねじりモーメントの計算方法

図-2.2　載荷装置

して鉛直方向に配置された軸力用ジャッキにより供試体頭部に作用させた．なお，軸力は頭部が水平に変位しても常に軸方向に作用させることができるようにスライドする構造となっており，ねじり荷重，曲げ荷重，軸力は独立して作用させることができる．また，ねじりモーメント Mt は，**図-2.2** (b) に示すように 2 本のねじり載荷用ジャッキに設置したロードセルの値をそれぞれ P_E ，P_W とし，頭部治具の回転中心 A と載荷ピン中心 B を結んだ直線（AB=l）とジャッキの軸線に回転中心から下した垂線とのなす角度 θ より，式（2.1）よりねじりモーメント Mt を計算した．なお，l＝0.465m である．曲げモーメント Mb は，水平荷重載荷用ジャッキに設置したロードセルの値 P と，供試体柱部分の基部から水平ジャッキ中心までの距離 l'の積によって計算した．このとき，l'=2.550m である．

$$M_t = (P_E + P_W) \times l \times \cos\theta \qquad (2.1)$$

図-2.3 に本実験の載荷パターンの一例を示す．**図-2.3** には，本研究においてねじり卓越型と呼ぶ曲げ荷重に対して相対的に大きなねじり荷重を作用させた場合の載荷パターンを示した．本実験では，精度よいねじりと曲げの相関曲線を作成するために，載荷に当たって目標載荷比率 $\Delta M_t / \Delta M_b$ を設定した． ΔM_t はねじりモーメントの増分， ΔM_b は曲げモーメントの増分を表す．目標載荷比率は，ねじりと曲げを同時に載荷した時の目標増加比率であり， $\tan^{-1}(\Delta M_t / \Delta M_b)$ の式より角度で表す．また，交番載荷において，1 ループ目では正負にひび割れが入るまで，2 ループ目ではねじり降伏するまで載荷した．ここで，初期剛性が急激に低下する状態をねじり降伏と定義した [4]．3 ループ目以降は，ねじり降伏発生時のねじり角及び水平変位の整数倍として繰り返し載荷を実施した．

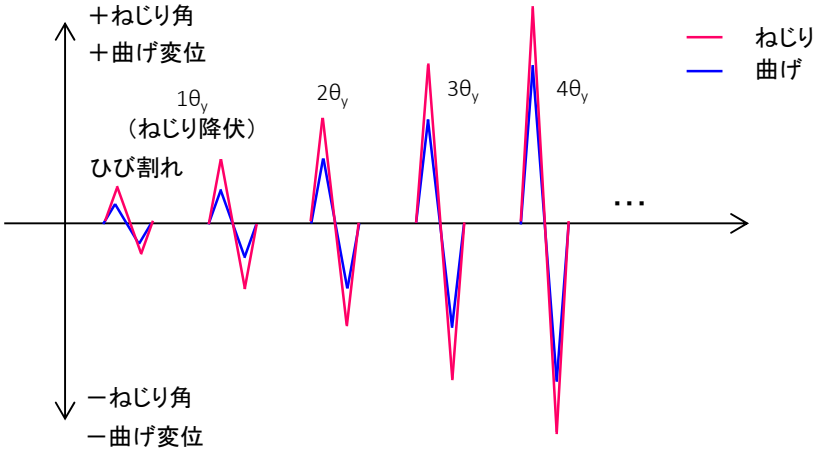


図-2.3　載荷パターンの一例
（ねじり卓越型）

2.1.3 実験ケース

表-2.1 に各シリーズの実験ケース及び使用したコンクリートの材料試験結果を示す．また，表-2.2 には，各実験ケースにおいて使用した鉄筋の材料試験結果を示す．充実断面シリーズについては，大塚らの研究では，純ねじりを受ける RC 部材のねじり履歴曲線に大きな影響を与えることが知られた[5)]，軸応力比，帯鉄筋間隔，載荷比率を変化させた計 35 体に対する実験が実施された．本章では，軸応力比，帯鉄筋間隔，載荷比率がねじり挙動を変化させる傾向を把握するために，35 体の実験のうち，軸応力比 0%，帯鉄筋間隔 30mm のケース，軸応力比 10%，帯鉄筋間隔 30mm のケース，軸応力比 10%，帯鉄筋間隔 60mm のケースの計 15 体を選定し，実験結果を示す．ここで，軸応力比とは，コンクリートの設計基準強度に対する作用軸応力の比と定義した．また，帯鉄筋間隔は 30mm と 60mm の 2 ケースを用意した．帯鉄筋間隔 30mm が一般的な橋梁の橋脚と同程度の帯鉄筋量となるよう想定したケースであり，帯鉄筋間隔 60mm はそれに比べて帯鉄筋が少ないケースを表す．載荷比率については，ねじり荷重のみ作用させたケースを純ねじり型，曲げ荷重のみ作用させたケースを純曲げ型と定義した．また，ねじり荷重と曲げ荷重を同時に作用させたケースのうち，ねじり荷重が曲げ荷重に比べて相対的に大きいケースをねじり卓越型，曲げ荷重がねじり荷重に比べて相対的に大きいケースを曲げ卓越型，その中間を中間型と定義した．

1 室中空断面シリーズでは，中空壁厚と帯鉄筋間隔をパラメータとし，計 4 ケースの実験を実施した．中空壁厚は 60mm と 100mm のケースを用意した．中空壁厚 60mm は壁厚比が 0.15 であり，一般的な中空橋脚の壁厚比と同等となるようなケースとして準備した．中空壁厚 100ｍｍは中空壁厚 60mm に比べて，中空壁厚が厚いケースを表す．1 室中空断面シリーズでは，充実断面シリーズと同一軸応力比で比較検討することから，全ての実験ケースに対して，軸応力としてコンクリート設計基準強度の 10%に相当する軸力を載荷した．

3 室中空断面シリーズでは，載荷比率のみをパラメータとした計 4 ケースの実験を実施した．なお，実存 RC アーチ橋のアーチリブの一部を模擬した供試体であることから，軸応力としては，事前に実施した橋梁全体系に対する地震応答解析において，最大ねじりモーメントが生じたときの作用軸応力を考慮し，コンクリートの設計基準強度の 20%に当たる軸力を作用させた．

表-2.1　実験検討ケース

(a) 充実断面シリーズ

軸応力比N（%）	帯鉄筋間隔S（mm）	載荷比率	コンクリート 圧縮強度（N/mm^2）	引張強度（N/mm^2）	ヤング率（N/mm^2）
0	30	純ねじり（90°）	33.4	3.9	22800
		ねじり卓越（60°）	47.6	4.3	31100
		中間（45°）	51.1	4.0	30400
		曲げ卓越（30°）	43.2	3.6	36100
		純曲げ（0°）	32.8	2.8	21400
10	30	純ねじり（90°）	35.3	4.1	23900
		ねじり卓越（60°）	49.3	3.4	30100
		中間（45°）	50.4	4.0	35500
		曲げ卓越（30°）	47.5	3.7	31600
		純曲げ（0°）	40.6	2.9	24600
10	60	純ねじり（90°）	45.7	4.2	27300
		ねじり卓越（60°）	60.4	4.8	36600
		中間（45°）	35.2	3.4	30000
		曲げ卓越（30°）	51.6	3.8	31000
		純曲げ（0°）	41.1	3.3	26200

(b) 1 室中空断面シリーズ

軸応力比N（%）	帯鉄筋間隔S（mm）	壁厚T（mm）	載荷比率	コンクリート 圧縮強度（N/mm^2）	引張強度（N/mm^2）	ヤング率（N/mm^2）
10	30	60	純ねじり	60.3	3.5	27800
	60	60		61.6	3.6	27100
	30	100		57.4	3.4	25100
	60	100		68.7	3.9	28800

(c) 3 室中空断面シリーズ

軸応力比N（%）	帯鉄筋間隔S（mm）	壁厚T（mm）	載荷比率	コンクリート 圧縮強度（N/mm^2）	引張強度（N/mm^2）	ヤング率（N/mm^2）
20	60	42	純ねじり（90°）	52.4	3.3	24800
			ねじり卓越（60°）	61.9	4.4	29000
			曲げ卓越（30°）	39.9	3.6	20800
			純曲げ（0°）	62.5	4.0	27700

表-2.2　鉄筋の材料試験結果

(a) 充実断面シリーズ

軸応力比N（%）	帯鉄筋間隔S（mm）	載荷比率	主鉄筋 降伏応力（N/mm^2）	主鉄筋 ヤング率（N/mm^2）	帯鉄筋 降伏応力（N/mm^2）	帯鉄筋 ヤング率（N/mm^2）
0	30	純ねじり（90°）	340	174000	322	169000
		ねじり卓越（60°）				
		中間（45°）				
		曲げ卓越（30°）				
		純曲げ（0°）				
10	30	純ねじり（90°）				
		ねじり卓越（60°）				
		中間（45°）				
		曲げ卓越（30°）				
		純曲げ（0°）				
10	60	純ねじり（90°）				
		ねじり卓越（60°）				
		中間（45°）				
		曲げ卓越（30°）				
		純曲げ（0°）				

(b) 1 室中空断面シリーズ

軸応力比N（%）	帯鉄筋間隔S（mm）	壁厚T（mm）	載荷比率	主鉄筋 降伏応力（N/mm^2）	主鉄筋 ヤング率（N/mm^2）	帯鉄筋 降伏応力（N/mm^2）	帯鉄筋 ヤング率（N/mm^2）
10	30	60	純ねじり	353	181000	421	201000
	60	60					
	30	100					
	60	100					

(c) 3 室中空断面シリーズ

軸応力比N（%）	帯鉄筋間隔S（mm）	壁厚T（mm）	載荷比率	主鉄筋・帯鉄筋 降伏応力（N/mm^2）	主鉄筋・帯鉄筋 ヤング率（N/mm^2）
20	60	42	純ねじり（90°）	507	200000
			ねじり卓越（60°）	480	189000
			曲げ卓越（30°）	507	200000
			純曲げ（0°）	480	189000

2.2 純ねじり荷重を受けるRC部材の挙動特性

2.2.1 充実断面部材に対する交番載荷実験

(1) ねじり履歴特性

図-2.4に充実断面部材に対する純ねじり交番載荷実験によって得られたねじり履歴曲線を示す．ここで，ねじり履歴曲線において，ねじりモーメントは**写真-2.1**に示した2本のねじり載荷用ジャッキに設置したロードセルにより測定された荷重より計算した値を使用した．また，ねじり角は頭部フーチングに設置した傾斜計の測定値を使用した．

ねじり履歴曲線の形状は，ねじり降伏と定義したねじり剛性の急変が生じた以降，塑性化が進むにつれて徐々に逆S字型の履歴形状を示す．この傾向は，**図-2.4**のどのケースにおいても確認することができる．また，軸応力比0%，帯鉄筋間隔30mmの場合，ねじり降伏が発生したのち，最大耐力に至るまでねじりモーメントが増加した．最大耐力到達時には帯鉄筋の降伏が確認された．最大耐力後はコンクリートの剥離，剥落に応じて緩やかな荷重低下を示した．軸応力比10%，帯鉄筋間隔30mmの場合，軸応力比0%の場合と同様に，ねじり降伏が生じたのち，帯鉄筋の降伏と同時に最大耐力を迎え，かぶりコンクリートの剥離・剥落による耐力低下を示した．軸応力比10%，帯鉄筋間隔60mmの場合は，他の2つのケースと異なり，ねじり降伏の発生とほぼ同時に最大耐力に至り，その後直ちに荷重低下が生じていた．最大耐力到達時には，帯鉄筋降伏が確認された．

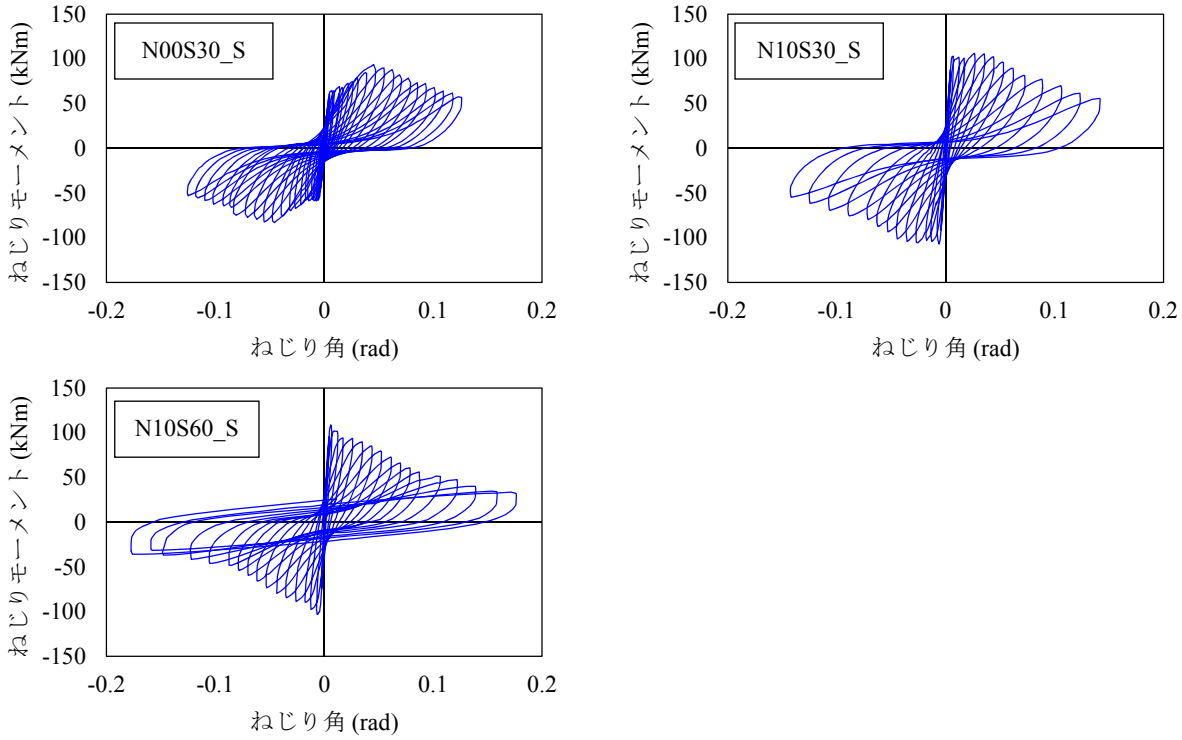


図-2.4 ねじり履歴曲線

（2）ねじり骨格曲線

図-2.5 にねじり骨格曲線を示す．また，**表-2.3** には**図-2.5** に示した各イベントにおけるねじりモーメントとねじり角の比較を示す．ねじり骨格曲線はひび割れ点，ねじり降伏点，最大耐力点を結ぶトリリニア型とした．なお，ねじり降伏は初期剛性が急激に低下する点と定義しており，有限要素解析により，ひび割れが断面中心に到達することによって発生すると確認された[6)]．

表-2.3 より，帯鉄筋間隔が 30mm で等しいケースを比較すると，ひび割れ発生時は，ねじり角は等しいものの，ねじりモーメントは軸応力に応じて大きい傾向が見られる．また，ねじり降伏発生時でも，ねじり角はほぼ一致したが，軸応力が大きくなるにつれてねじりモーメントも大きくなることがわかる．最大耐力時には，軸応力比が大きいほどねじり角は小さくなるものの，ねじりモーメントは軸応力比に応じて大きくなった．しかし，軸応力比の違いによる最大ねじりモーメントの増加量は，ひび割れ及びねじり降伏発生時のねじりモーメントの増加量に比べて小さい．　次に，軸応力比が 10%で等しいケースを比較すると，ひび割れ発生時のねじり角は等しいが，ねじりモーメントは帯鉄筋間隔が 60mm の場合に，わずかに大きくなった．また，ねじり降伏時のねじり角は同程度であり，その時のねじりモーメントは帯鉄筋間隔が 60mm と疎な場合にわずかに大きくなった．最大耐力時のねじり角は，帯鉄筋間隔が疎なほど，非常に小さくなった．最大耐力時のねじりモーメントは，帯鉄筋間隔によらず，同程度となった．これは，帯鉄筋間隔が疎であることから，ねじり降伏後すぐに帯鉄筋が降伏に至ったためと考えられる．

以上より，軸応力比は，ひび割れ発生時のねじりモーメント，ねじり降伏発生時のねじりモーメント，最大耐力時のねじり角及びねじりモーメントに影響を与えることがわかる．また，帯鉄筋間隔は，最大耐力時のねじり角に影響を与えることがわかる．

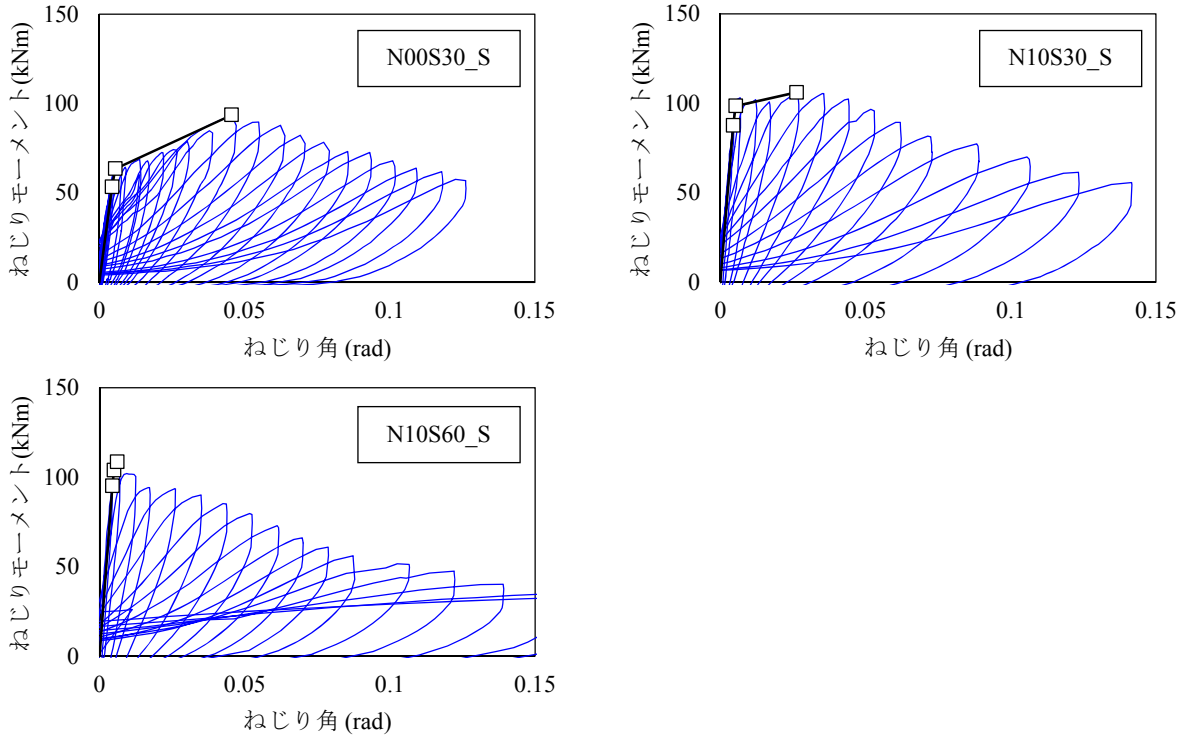


図-2.5　ねじり骨格曲線

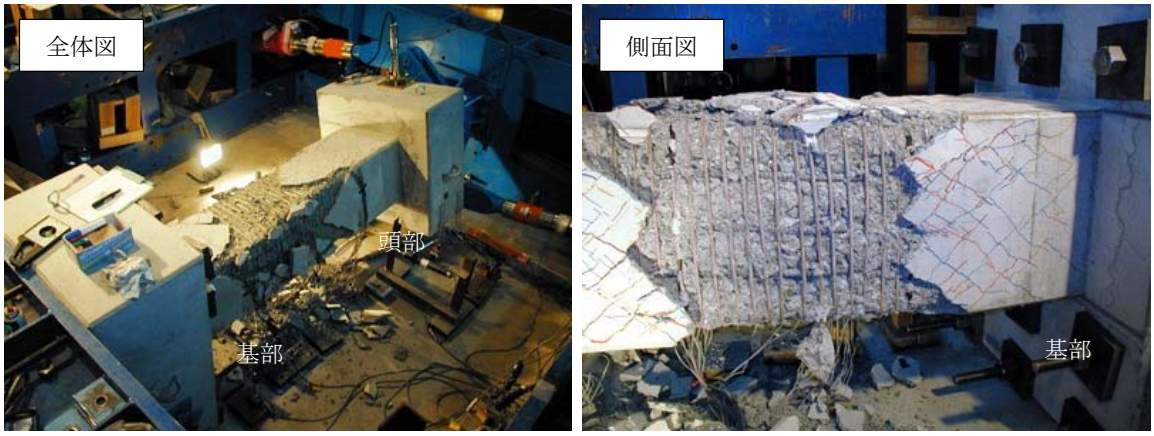
表-2.3　骨格曲線の比較

	ひび割れ		ねじり降伏		最大耐力	
	ねじり角θ (rad)	モーメントMt (kN)	ねじり角θ (rad)	モーメントMt (kN)	ねじり角θ (rad)	モーメントMt (kN)
N00S30_S	0.0044	53.5	0.0055	63.6	0.0456	93.6
N10S30_S	0.0044	87.6	0.0053	98.5	0.0263	106.1
N10S60_S	0.0044	95.1	0.0050	103.8	0.0061	108.6

(3) 破壊状況

写真-2.2 に各実験ケースにおける供試体の破壊状況を示す．写真-2.2 は，それぞれ全載荷終了時点での供試体の破壊状況である．軸応力比 0%，帯鉄筋間隔 30mm の場合，部材軸に対して約 45°のひび割れがらせん状に生じている．また，交番載荷であるため，それと直交するようならせんひび割れが生じている．また，ひび割れ記載面の頭部付近において，かぶりコンクリートの剥落が見られた．一方，軸応力比 10%，帯鉄筋間隔 30mm の場合でも，らせん状のひび割れが生じたが，部材軸方向に対するひび割れ角度は，軸応力比 0%の場合と比べてちいさいことがわかる．また，供試体上面やひび割れ記載面の部材中央において，かぶりコンクリートの剥離が生じており，その損傷範囲は軸応力比 0%の場合と比べて大きい．これは，軸応力比が大きいため，ねじりモーメントによるせん断応力に圧縮応力が加わり，かぶりコンクリートの剥離を助長したと考えられる．

(a) N00S30_S



(b) N10S30_S

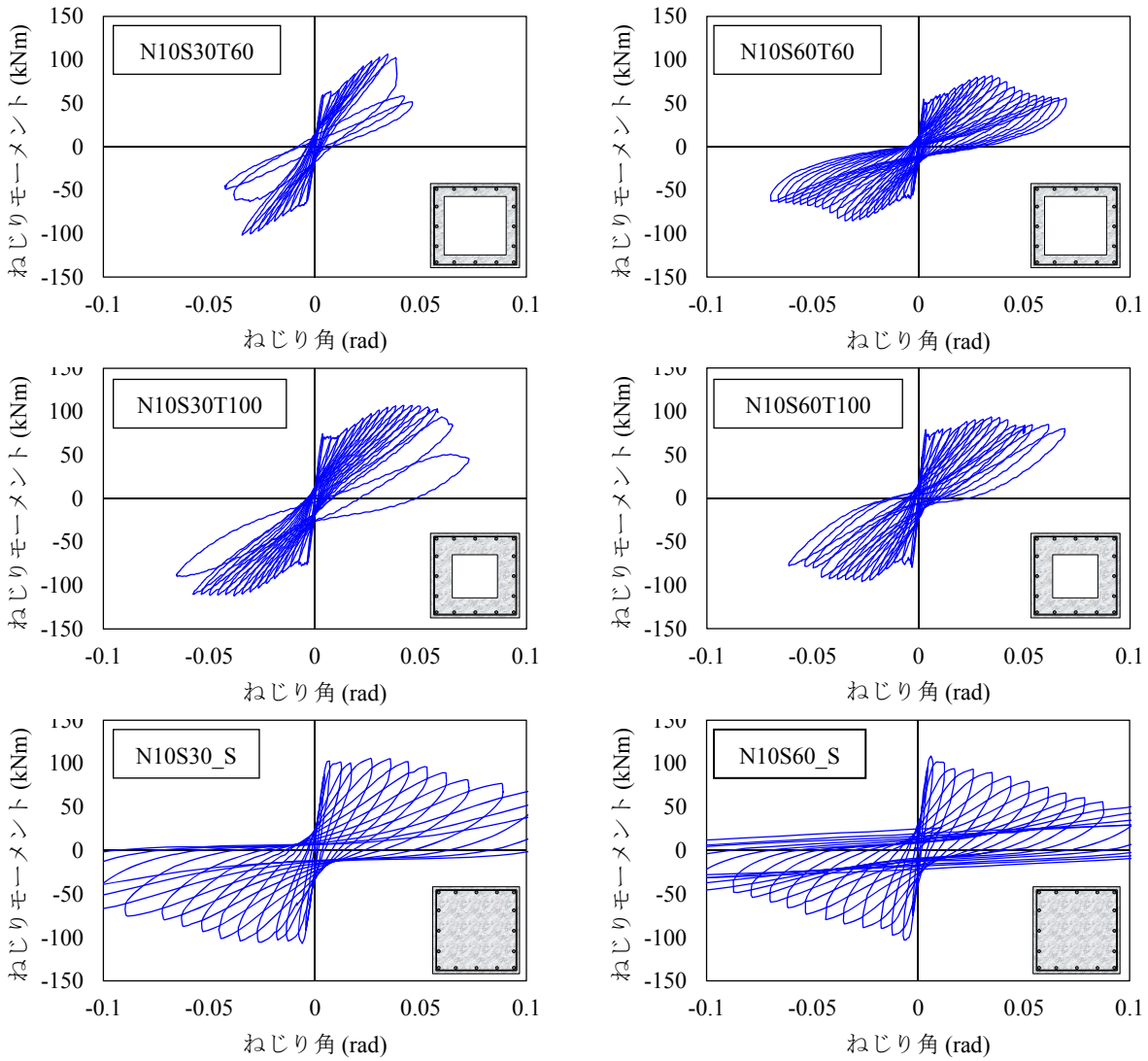
写真-2.2　実験供試体破壊状況の比較（充実断面シリーズ）

2.2.2 1室中空断面部材に対する交番載荷実験

(1) ねじり履歴特性

図-2.6に1室中空断面シリーズのねじり履歴曲線を示す．**図-2.6**には，充実断面シリーズの同一軸応力比，同一帯鉄筋間隔のねじり履歴曲線を併せて示す．

1室中空断面シリーズの4ケースについて，ねじり履歴曲線の形状は，充実断面シリーズの場合と同様に，ねじり降伏が発生するまでは，弾性的な挙動を示した．ねじり降伏が発生した以降では，帯鉄筋間隔が30mmの2ケースでは，最大耐力まで原点指向型を維持したのち，徐々に逆S字型の形状を示した．帯鉄筋間隔が60mmのケースでは，充実断面シリーズと同様に，ねじり降伏後逆S字型の履歴形状を示した．また，充実断面シリーズでは，帯鉄筋降伏と同時に最大耐力を迎えることを示したが，1室中空断面シリーズのうち，帯鉄筋間隔30mmの2ケースでは，帯鉄筋降伏が生じておらず，かぶりコンクリートの剥離，剥落によって急激な耐力低下を示すことがわかった．しかし，軸応力10%，帯鉄筋間隔60mmの2ケースでは，充実断面の場合と同様に帯鉄筋降伏により最大耐力に到達し，緩やかに荷重が低下した．



(a) 帯鉄筋間隔30mm　　(b) 帯鉄筋間隔60mm

図-2.6　1室中空断面部材のねじり履歴曲線

（2）ねじり骨格曲線

図-2.7 に 1 室中空断面シリーズのねじり骨格曲線を示す．また，**表-2.4** には，**図-2.7** に示した各イベントにおけるねじり角とねじりモーメントを示す．

表-2.4 より，充実断面シリーズでは，ひび割れ後に剛性を維持したまま耐力が上昇したのち急激な耐力低下が生じるねじり降伏という現象が確認されていたが，本実験では，1 室中空断面シリーズでも，ねじり降伏が発生することが確認された．充実断面においては，有限要素解析により，ひび割れの断面中心到達によりねじり降伏が発生することが確認されており，1 室中空断面においても，ひび割れの中空内面到達により発生すると予想される．

帯鉄筋間隔が 30mm の 3 ケースで比較し，中空壁厚の影響に着目すると，ひび割れ発生時のねじり角は，中空壁厚 60mm，100mm では同程度となったが，充実断面におけるねじり角は中空断面のそれに比べ，非常に大きくなった．ひび割れ発生時のねじりモーメントは，中空壁厚が厚くなるにつれて大きくなる傾向が見られた．また，ねじり降伏発生時のねじり角，ねじりモーメントは，ひび割れ発生時と同傾向が確認された．最大耐力時のねじり角については，壁厚 60mm,

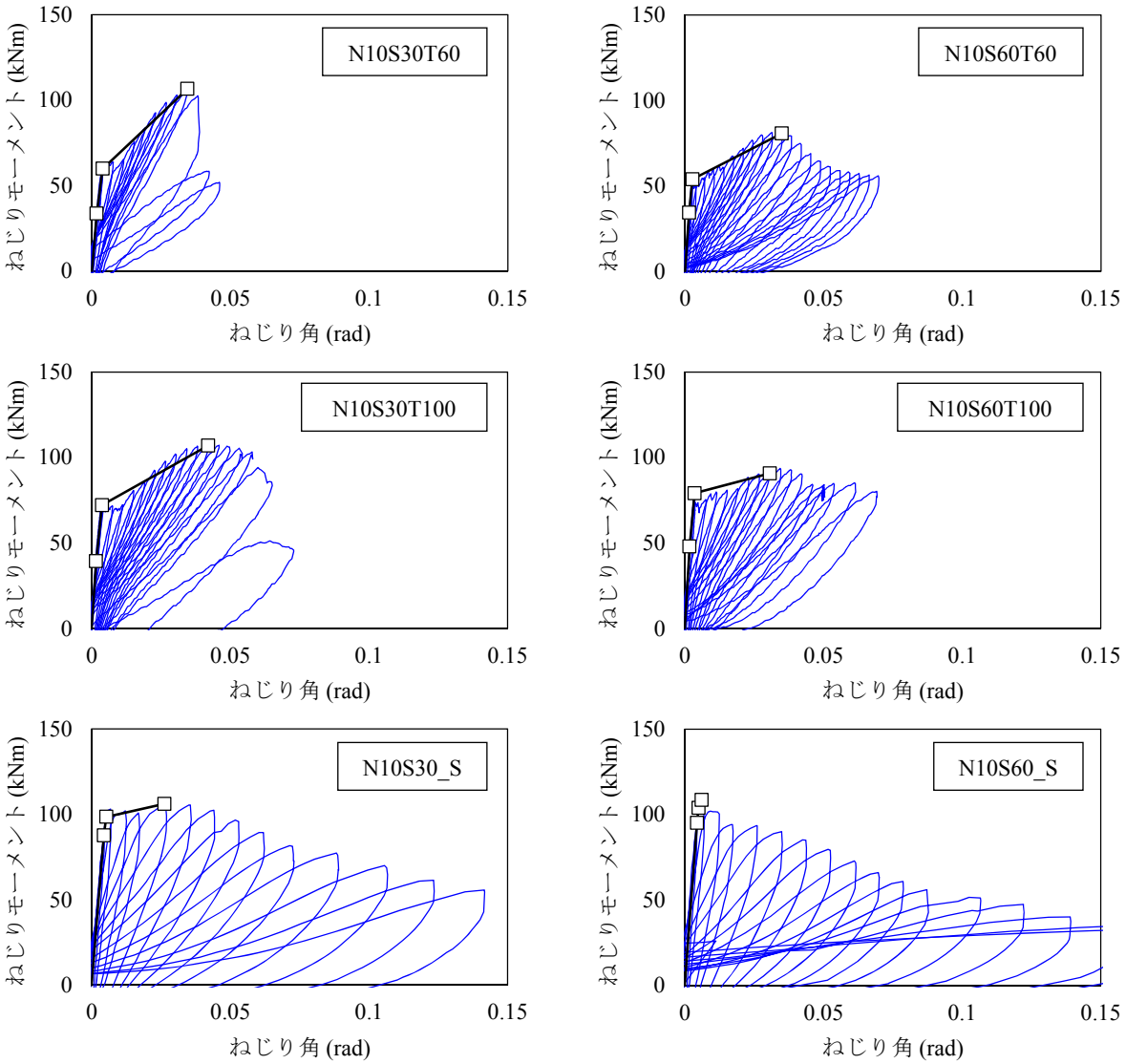


図-2.7　1 室中空断面部材のねじり骨格曲線

表-2.4　1 室中空断面のねじり骨格曲線の比較

	ひび割れ		ねじり降伏		最大耐力	
	ねじり角θ (rad)	モーメントMt (kN)	ねじり角θ (rad)	モーメントMt (kN)	ねじり角θ (rad)	モーメントMt (kN)
N10S30T60_1H	0.0017	33.7	0.0039	59.8	0.0345	106.6
N10S60T60_1H	0.0014	34.2	0.0026	53.9	0.0349	80.7
N10S30T100_1H	0.0016	39.3	0.0038	72.1	0.0421	107.0
N10S60T100_1H	0.0017	47.9	0.0035	79.0	0.0307	90.7
N10S30_S	0.0044	87.6	0.0053	98.5	0.0263	106.1
N10S60_S	0.0044	95.1	0.0050	103.8	0.0061	108.6

壁厚 100mm，充実断面で，それぞれ 0.0345rad，0.0421rad，0.0263rad と中空壁厚との明確な相関が見られなかった. 最大耐力時のねじりモーメントは中空壁厚に関わらず, ほぼ同程度となった.

帯鉄筋間隔が 60mm の 3 ケースで比較すると, ひび割れ発生時のねじり角は, 中空壁厚 60mm, 100mm の場合は同程度であったが，充実断面の場合は非常に大きくなった．ひび割れ発生時のねじりモーメントは中空壁厚に応じて大きくなった．ねじり降伏発生時のねじり角及びねじりモーメントについても，中空壁厚が厚くなるにつれて大きくなった．最大耐力時のねじり角は，中空壁厚が厚くなるほど小さくなる一方で，最大耐力時のねじりモーメントは中空壁厚が厚くなるほど大きくなることが確認された.

中空壁厚が 60mm と等しい 2 ケースで比較し，帯鉄筋間隔の影響に着目すると，ひび割れ発生時には帯鉄筋間隔の違いに依らずほぼ一致した．また，ねじり降伏発生時においても，さほど差異は見られなかった．最大耐力時のねじり角は同程度であったが，最大耐力時のねじりモーメントは，帯鉄筋間隔が密なほど大きくなった.

また, 中空壁厚 100mm の 2 ケースを比較すると, ひび割れ発生時のねじり角はほぼ一致したが, ねじりモーメントは，中空壁厚が 100mm の場合に大きくなった．これは，中空壁厚 100mm，帯鉄筋間隔 60mm でのコンクリートの引張強度がその他に比べて大きいことが原因と考えられる．また，ねじり降伏についても，ねじり角は同程度であり，ねじりモーメントは帯鉄筋間隔 30mm に比べて，帯鉄筋間隔 60mm の方が大きくなったが，これについても引張強度の影響が考えられる．最大耐力時のねじり角及びねじりモーメントについては，どちらも帯鉄筋間隔が密なほど大きくなった.

したがって，中空壁厚を厚くすると，ひび割れ，ねじり降伏，最大耐力発生時のねじりモーメントが大きくなることがわかる．また，最大耐力時のねじりモーメントについては，帯鉄筋間隔が疎な場合にのみ壁厚に応じて大きくなることが確認された．また，1 室中空断面の場合，帯鉄筋間隔の影響が明確に現れ，帯鉄筋間隔が密なほど最大耐力が向上することがわかった.

(3) 破壊状況

写真-2.3 に 1 室中空断面シリーズにおける実験供試体破壊状況の比較を示す．**写真-2.3** より，充実断面シリーズと同様に，らせん状のひび割れが発生していることが確認できる．またその角度は，軸力の影響により，部材軸に対して 45°より小さな角度で生じている.

かぶりコンクリートの剥離の状況を比較すると，帯鉄筋間隔が 30mm の 2 ケースでは，部材中央付近でかぶりコンクリートが大きく剥落していることがわかる．一方，帯鉄筋間隔 60mm の 2

ケースでは，かぶりコンクリートは隅角部でわずかに剥落するのみであった．RC 橋脚は，終局状態において，コンクリート，主鉄筋，帯鉄筋がそれぞれに働き，ねじりモーメントに対して抵抗することが知られているが，帯鉄筋間隔 30mm の場合，60mm の場合と比べ帯鉄筋 1 本 1 本に生じるひずみは小さくなる．このため，帯鉄筋が降伏する前にコンクリートの圧縮破壊が生じ，かぶりコンクリートの剥離，剥落が進行しやすい条件であったと考えられる．帯鉄筋間隔が 60mm の場合は，最大耐力時に帯鉄筋が降伏していたため，最大耐力以降は帯鉄筋に大きなひずみが生じることにより，コンクリートにはそれほど損傷が生じなかったと考えられる．

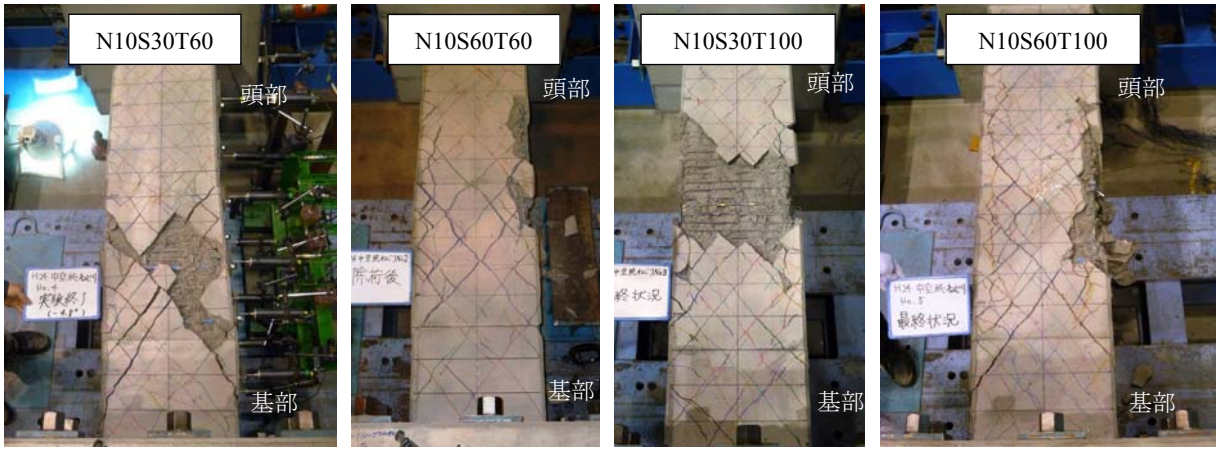


写真-2.3　実験供試体破壊状況の比較（1 室中空断面シリーズ）

2.2.3 3 室中空断面部材に対する交番載荷実験

（1）ねじり履歴特性

図-2.8 に 3 室中空断面部材のねじり履歴曲線を示す．3 室中空断面シリーズのねじり履歴曲線の形状は，ねじり降伏まで原点指向型を示し，ねじり降伏以降は履歴ループが膨らむものの，原点指向型を維持することがわかる．また，ねじり履歴曲線は，帯鉄筋降伏と同時に最大耐力を迎え，その後かぶりコンクリートの剥落，主鉄筋の降伏を経験しながら，徐々に荷重低下した．

（2）ねじり骨格曲線

図-2.9 に 3 室中空断面部材のねじり骨格曲線を示す．また，**表-2.5** に各イベントにおけるねじり角及びねじりモーメントを示す．3 室中空断面シリーズにおいても，ひび割れが発生しても剛性を維持し，その後急激に剛性が低下するねじり降伏現象が確認された．帯鉄筋間隔は 60mm と疎であるものの，充実断面シリーズの帯鉄筋間隔 60mm のケースと異なり，ねじり降伏後直ちに最大耐力を迎えるのではなく，ねじり降伏後もしばらく耐力が向上する傾向が見られた．

（3）破壊状況

写真-2.4 に 3 室中空断面シリーズにおける実験供試体破壊状況を示す．本実験供試体でも，部材軸に対して 45°よりも小さい角度のらせんひび割れが発生していることが確認された．また，基部より 400mm 付近の隅角部のかぶりコンクリートが剥離，剥落していることがわかる．

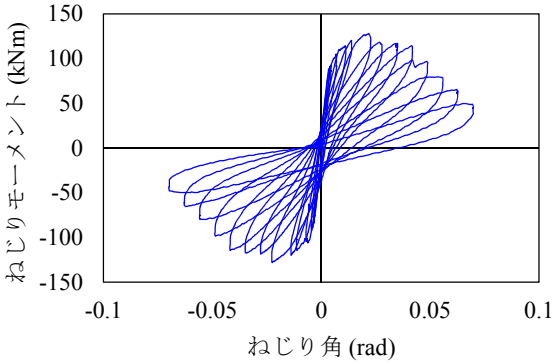


図-2.8　3 室中空断面部材のねじり履歴曲線

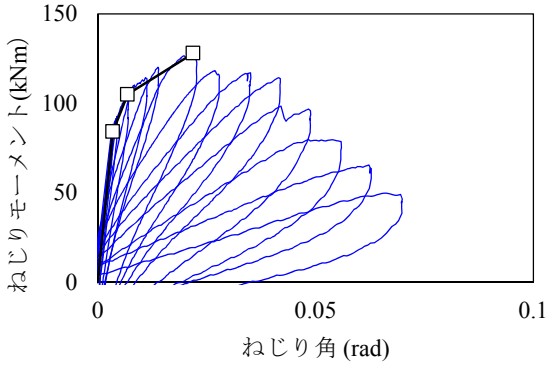


図-2.9　3 室中空断面部材のねじり骨格曲線

表-2.5　3 室中空断面のねじり骨格曲線

ひび割れ		ねじり降伏		最大耐力	
ねじり角θ (rad)	モーメントMt (kN)	ねじり角θ (rad)	モーメントMt (kN)	ねじり角θ (rad)	モーメントMt (kN)
0.0034	84.2	0.0068	105.0	0.0219	128.0

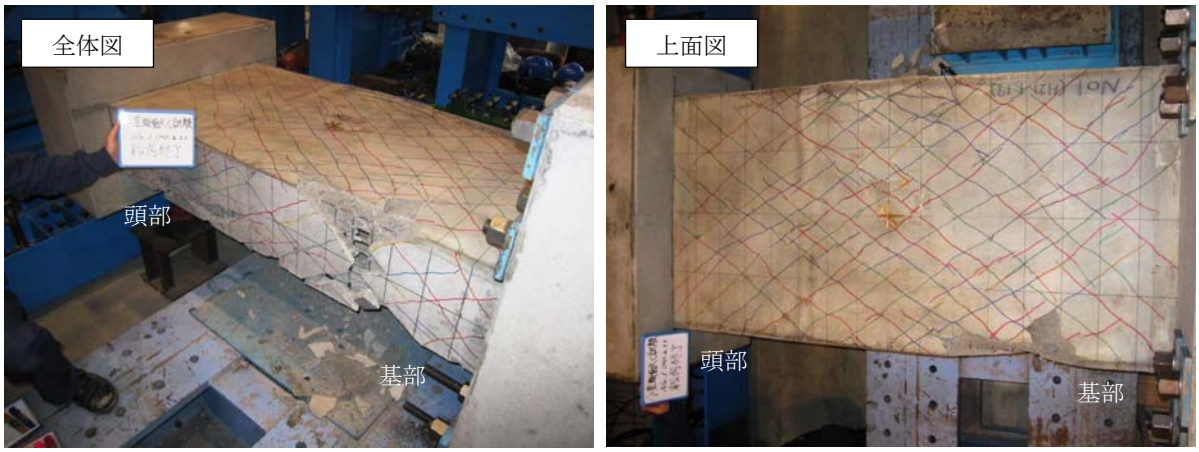


写真-2.4　実験供試体破壊状況（3 室中空断面シリーズ）

2.3 ねじりと曲げの複合荷重を受けるRC部材の挙動特性

2.3.1 充実断面部材に対する交番載荷実験

(1) ねじり履歴特性及び曲げ履歴特性

図-2.10に軸応力比0%，帯鉄筋間隔30mmの純荷重時のねじり履歴曲線及び曲げ履歴曲線を示す．また，**図-2.11**に同条件の複合荷重時のねじり履歴曲線及び曲げ履歴曲線を示す．複合荷重時のねじり履歴曲線より，ねじり卓越型，中間型，曲げ卓越型と，曲げモーメントがねじりモーメントに比べて大きくなるにつれて，ねじり耐力が小さくなることがわかる．また，履歴曲線の形状に着目すると，ねじり卓越型のねじり履歴曲線の形状は，純ねじり型のねじり履歴曲線と類似した形状を示した．しかし，中間型の場合，ねじり降伏耐力と最大耐力が同程度となり，曲げ卓越型の場合はねじり降伏耐力の時点で最大となり，耐力が低下する傾向が見られた．このように，ねじり卓越型から中間型にかけてねじり履歴曲線の形状が変化したのは，大きな曲げ荷重が作用しているためと考えられる．ねじり荷重のみの場合，コンクリート，主鉄筋，帯鉄筋がそれぞれねじりモーメントに対して抵抗するが．大きな曲げモーメントが作用した場合，主鉄筋が降伏することにより，ねじりモーメントに対する主鉄筋の抵抗が期待できず，コンクリートの剥離，剥落が早い段階で発生したことが予想される．

また，複合荷重時の曲げ履歴曲線は，ねじり卓越型，中間型，曲げ卓越型と，曲げモーメントがねじりモーメントに比べて大きくなるにつれて，曲げ耐力が増加したものの，その形状は純荷重時の曲げ履歴曲線とさほど変化は見られなかった．

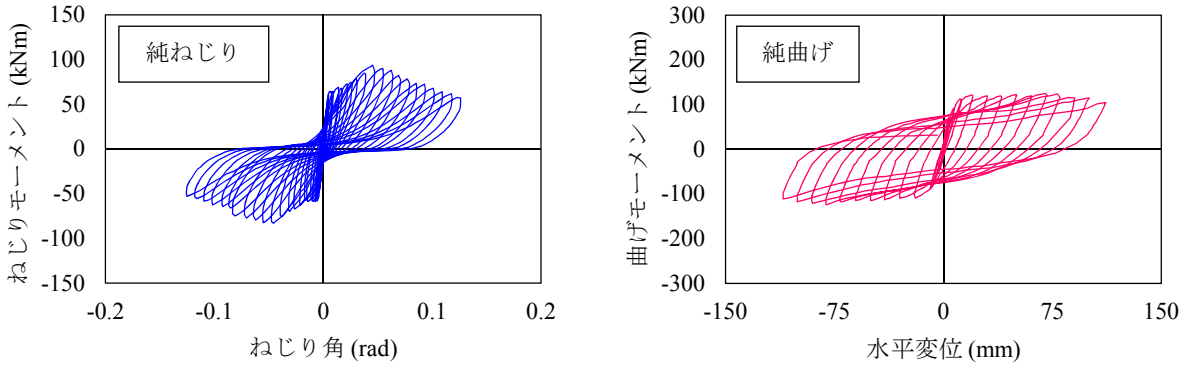
図-2.12に軸応力比10%，帯鉄筋間隔30mmの純荷重時のねじり履歴曲線及び曲げ履歴曲線を示す．また，**図-2.13**に同条件の複合荷重時のねじり履歴曲線及び曲げ履歴曲線を示す．軸力10%，帯鉄筋間隔30mmの場合でも，複合荷重時のねじり履歴曲線のねじり耐力は，純荷重時のねじり履歴曲線に比べて小さくなった．しかし，ねじり履歴曲線の形状については，純ねじり履歴曲線の形状に類似していた，

複合荷重時の曲げ履歴曲線は，軸応力比10%，帯鉄筋間隔30mmの場合と同様に，曲げ耐力は小さくなるものの，曲げ履歴曲線の形状に違いは見られなかった．

図-2.14に軸応力比10%，帯鉄筋間隔60mmの純荷重時のねじり履歴曲線及び曲げ履歴曲線を示す．また，**図-2.15**に同条件の複合荷重時のねじり履歴曲線及び曲げ履歴曲線を示す．純荷重時のねじり履歴曲線より，帯鉄筋間隔が60mmの場合，ねじり降伏直後に最大耐力を迎え，耐力低下し始める傾向が確認された．複合荷重時の履歴曲線においても，同様の傾向が見られ，複合荷重時のねじり履歴曲線の形状は純荷重時のそれと同形状を示した．

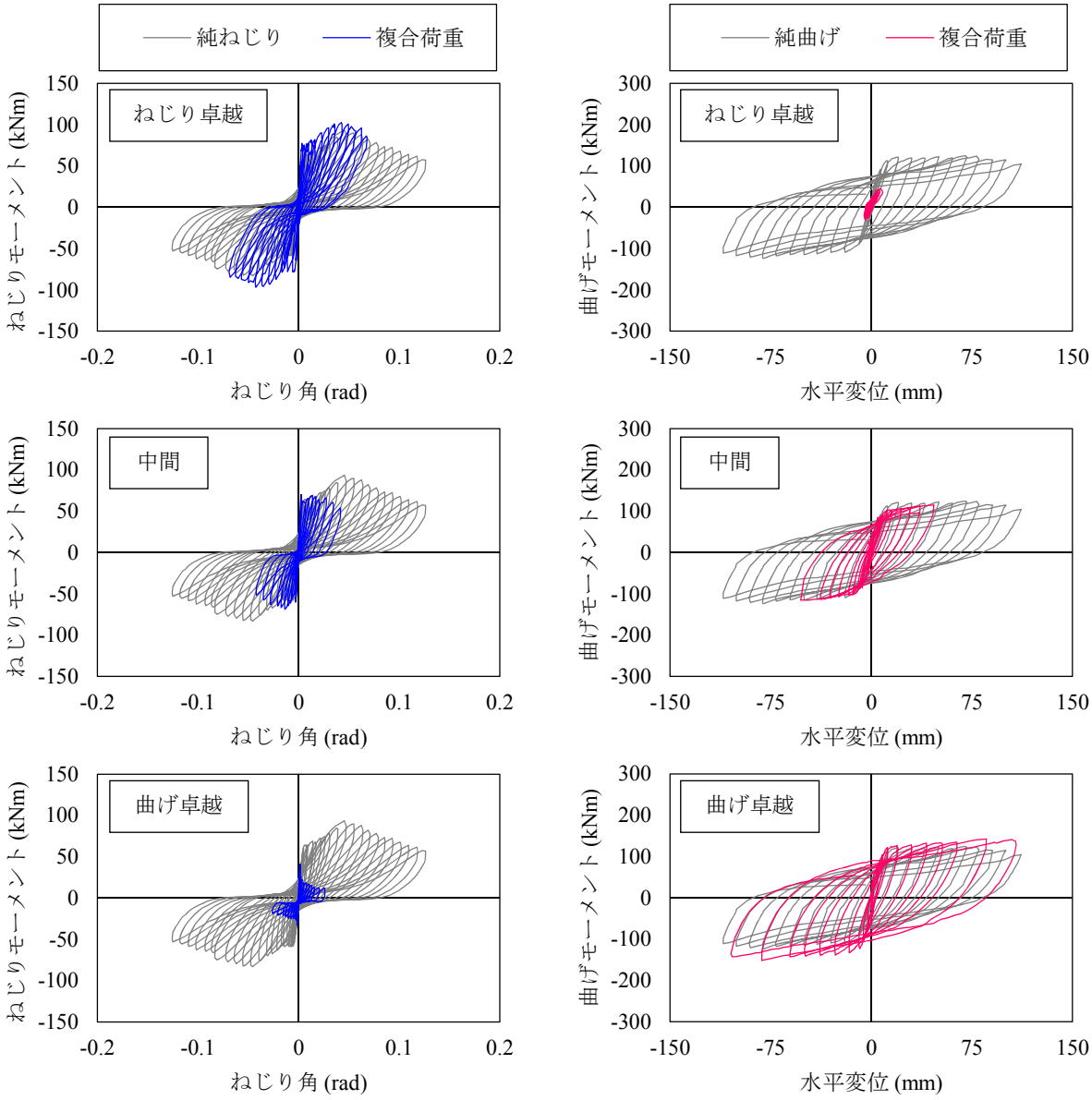
また，純荷重時の曲げ履歴曲線の形状は，初め紡錘型を示したのち，塑性化が進むにつれて逆S字型を示した．純荷重時と複合荷重時の履歴曲線を比較すると，曲げ履歴曲線の形状にはそれほど差異は見られなかった．

したがって，複合荷重時のねじり履歴曲線及び曲げ履歴曲線は，複合荷重の影響により，純荷重時のねじり履歴曲線及び曲げ履歴曲線に比べて耐力が小さくなることがわかる．また，軸力が作用している場合，複合荷重時のねじり履歴曲線，曲げ履歴曲線の形状は，純荷重時のねじり履歴曲線，曲げ履歴曲線の形状とさほど差が見られないことが知られた．



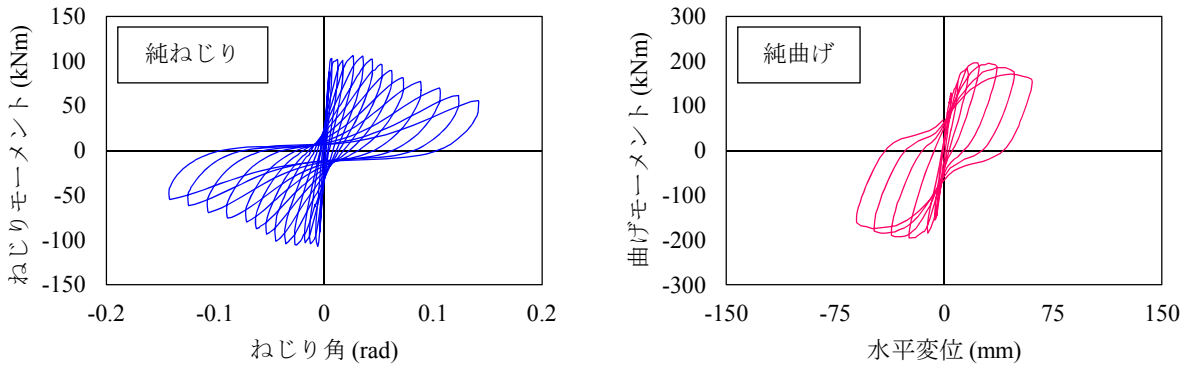
(a) ねじり履歴曲線　　(b) 曲げ履歴曲線

図-2.10　純荷重時のねじり履歴曲線及び曲げ履歴曲線（N00S30_S）



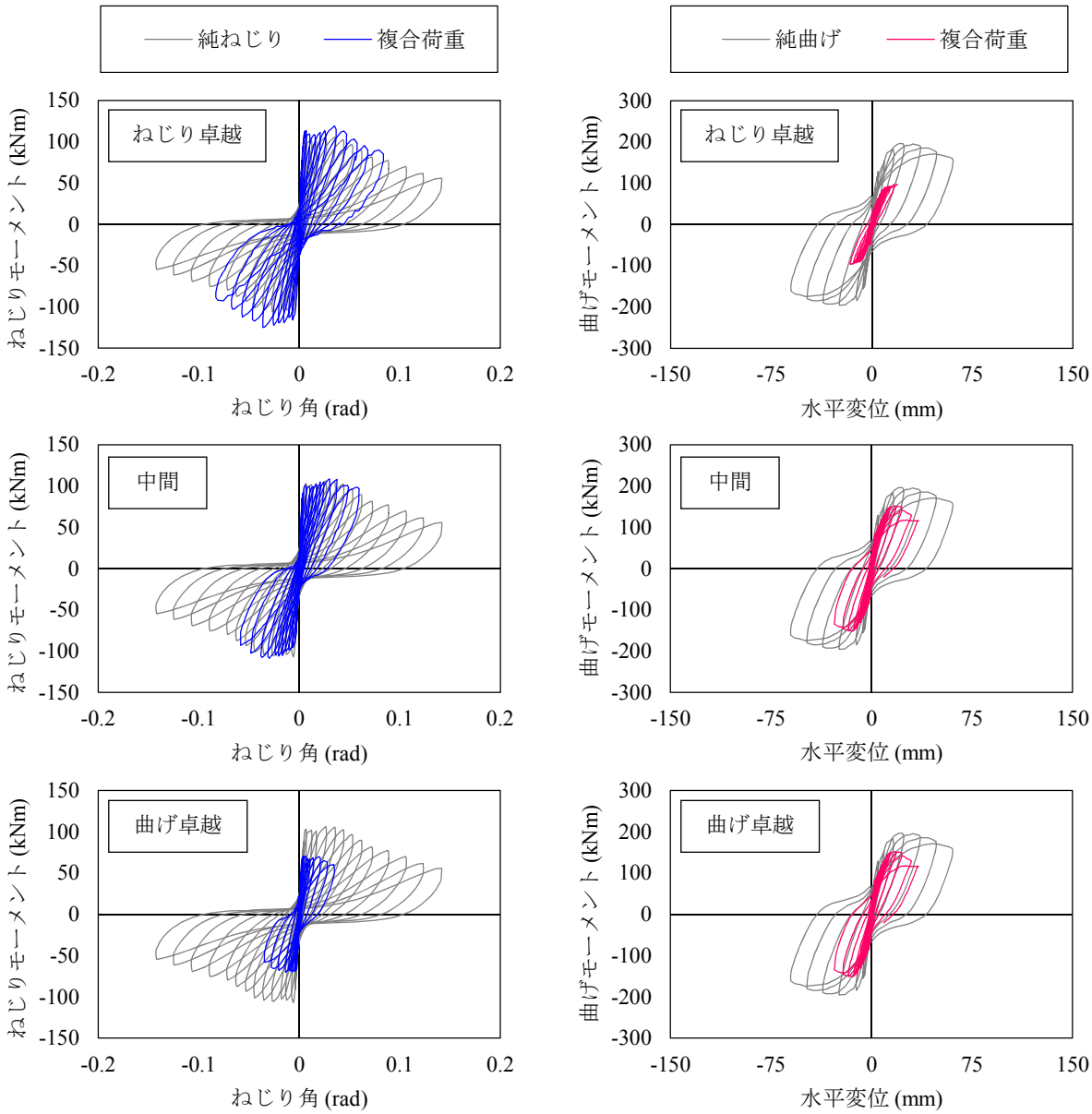
(a) ねじり履歴曲線　　(b) 曲げ履歴曲線

図-2.11　複合荷重時のねじり履歴曲線及び曲げ履歴曲線の比較（N00S30 S）



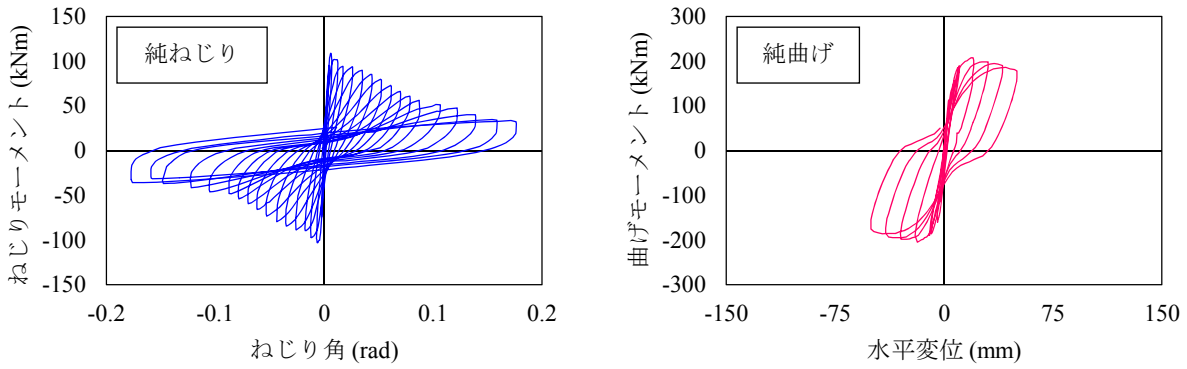
(a) ねじり履歴曲線　　(b) 曲げ履歴曲線

図-2.12　純荷重時のねじり履歴曲線及び曲げ履歴曲線（N10S30_S）



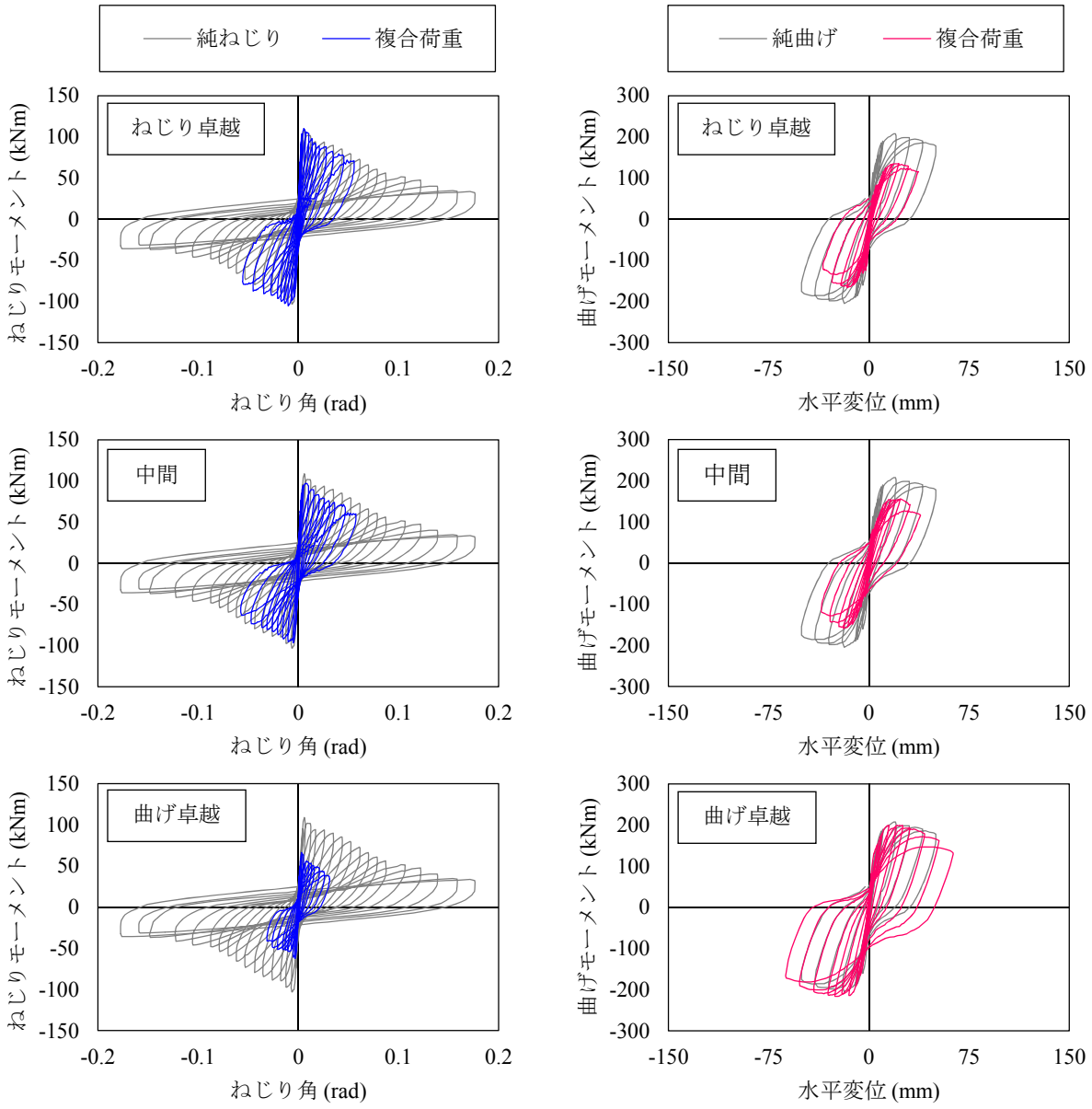
(a) ねじり履歴曲線　　(b) 曲げ履歴曲線

図-2.13　複合荷重時のねじり履歴曲線及び曲げ履歴曲線の比較（N10S30 S）



(a) ねじり履歴曲線　　(b) 曲げ履歴曲線

図-2.14　純荷重時のねじり履歴曲線及び曲げ履歴曲線（N10S60_S）



(a) ねじり履歴曲線　　(b) 曲げ履歴曲線

図-2.15　複合荷重時のねじり履歴曲線及び曲げ履歴曲線の比較（N10S60 S）

（2）ねじり骨格曲線及び曲げ骨格曲線

図-2.16～図-2.18 に複合荷重時のねじり骨格曲線の比較を示す．また，**表-2.6** に各イベントにおけるねじり角及びねじりモーメントを示す．複合荷重時の骨格曲線は，純荷重時の場合と同様に，ひび割れ点，ねじり降伏点，最大耐力点を結ぶトリリニア型とした．**表-2.6** より，ねじりと曲げの載荷比率の影響について把握するため，同一軸応力比，同一帯鉄筋間隔のケースで比較すると，純ねじり型，ねじり卓越型，中間型，曲げ卓越型と，曲げモーメントがねじりモーメントに比べて大きくなるにつれて，各イベントにおけるねじり角は小さくなることが確認できる．特に，最大耐力時のねじり角は，曲げモーメントの比率が大きくなるにつれて，著しく小さくなる傾向が見られた．各イベントにおけるねじりモーメントは，上記の通り曲げモーメントがねじりモーメントに比べて大きくなるにつれて小さくなった．

図-2.19～図-2.21 に複合荷重時の曲げ骨格曲線の比較を示す．また，**表-2.7** に各イベントにおける水平変位及び曲げモーメントを示す．ここで，曲げ骨格曲線は，従来通りひび割れ点，曲げ降伏点（主鉄筋初降伏点），最大耐力点を結ぶトリリニア型とした[7)]．ねじり骨格曲線の場合と同様に，同一軸応力比，同一帯鉄筋間隔のケースで比較すると，曲げモーメントの比率がねじりモーメントに比べて大きくなるにつれて，各イベントにおける水平変位，曲げモーメントが概ね小さくなる傾向が確認される．

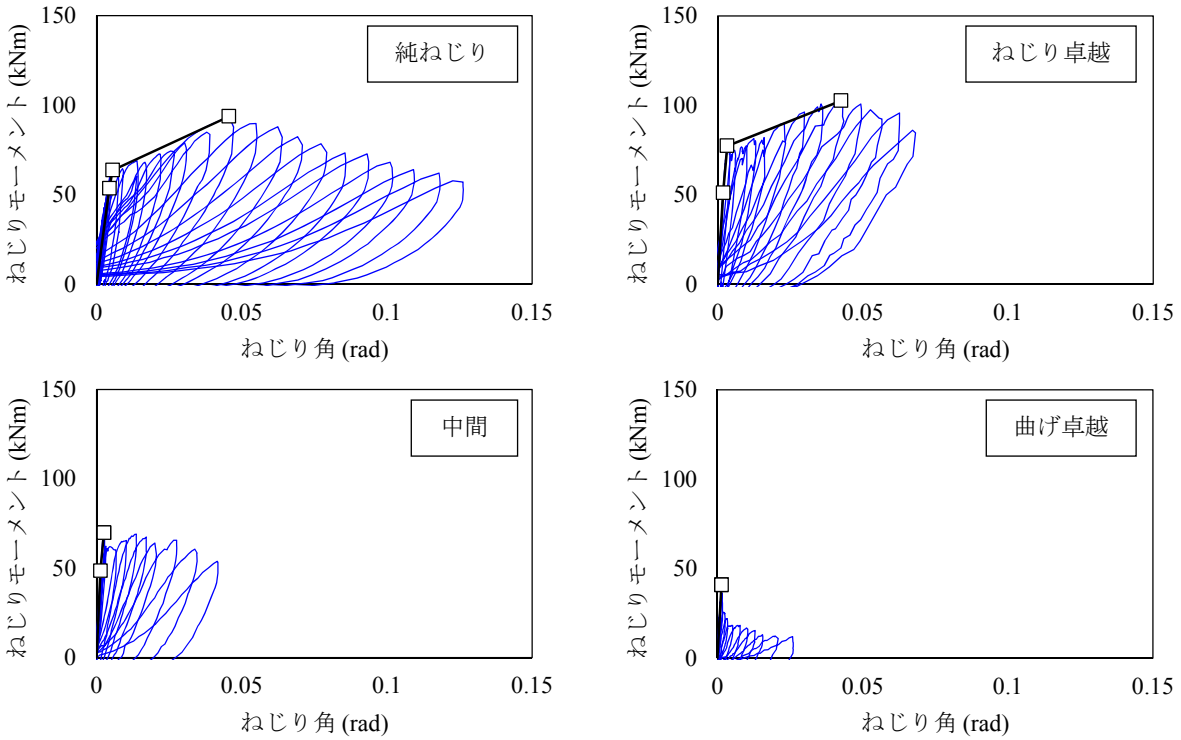


図-2.16　複合荷重時のねじり骨格曲線の比較（N00S30_S）

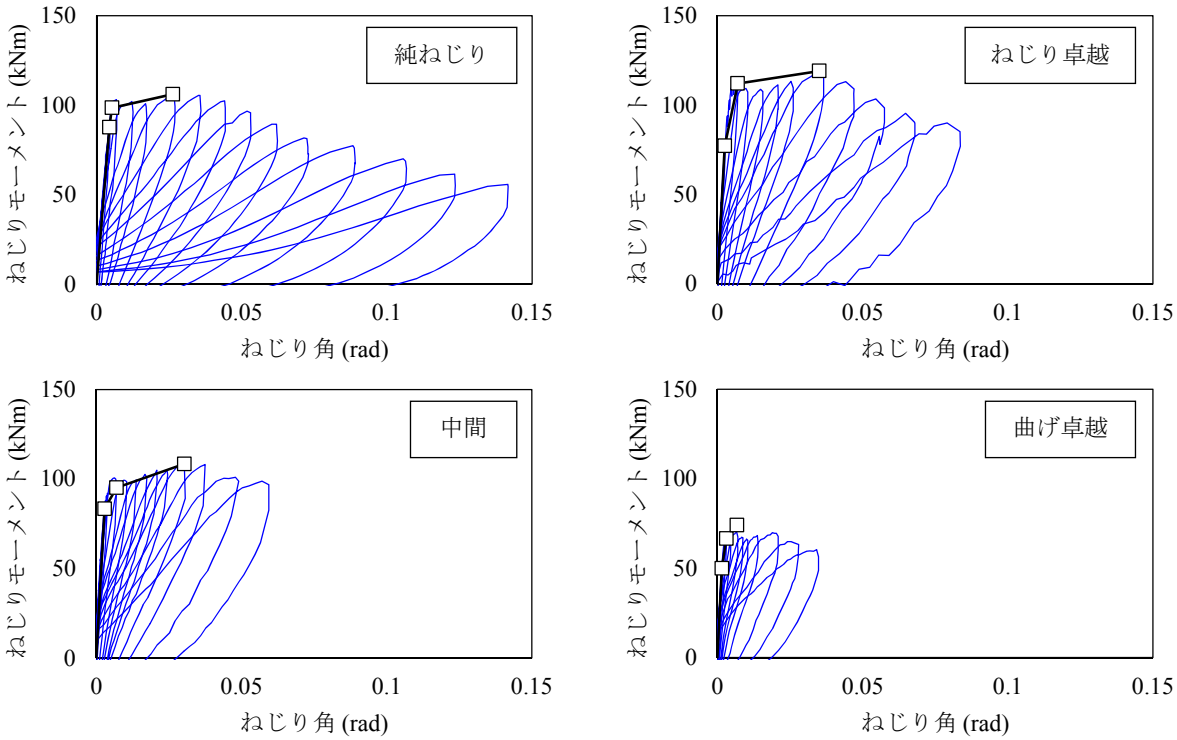


図-2.17　複合荷重時のねじり骨格曲線の比較（N10S30_S）

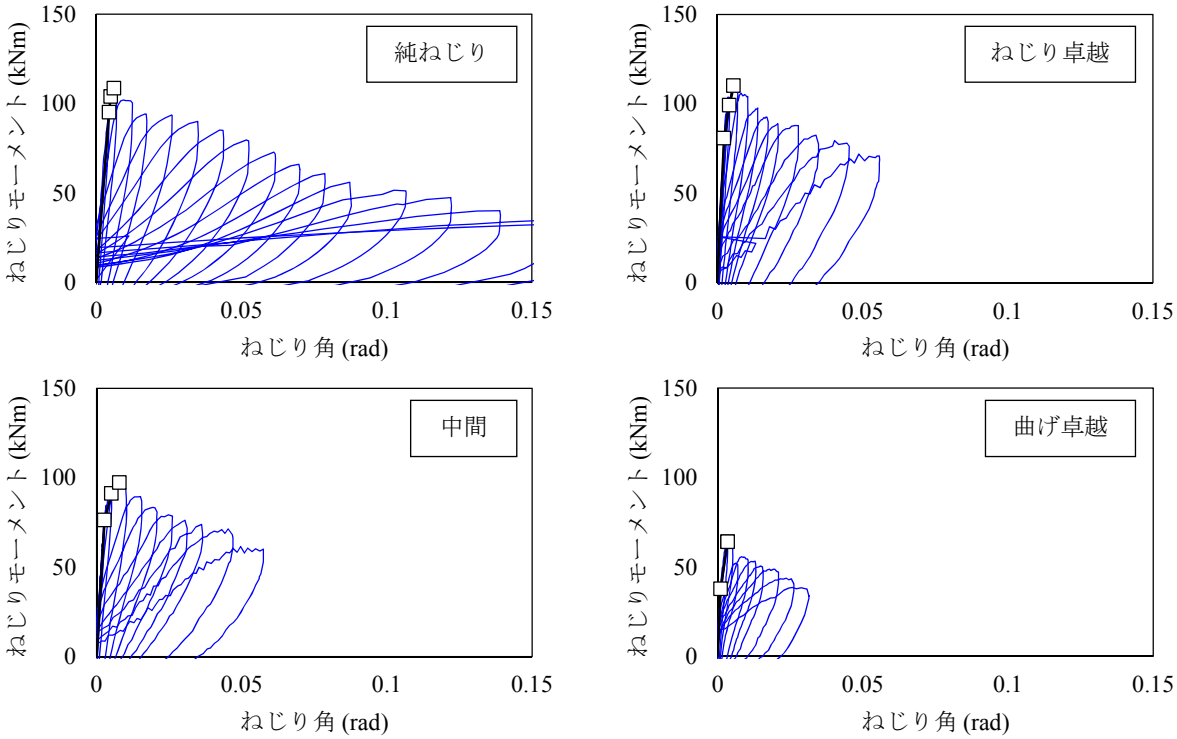


図-2.18　複合荷重時のねじり骨格曲線の比較（N10S60_S）

表-2.6　複合荷重時のねじり骨格曲線の比較（充実断面シリーズ）

シリーズ	載荷比率	ひび割れ		ねじり降伏		最大耐力	
		ねじり角θ (rad)	モーメントMt (kN)	ねじり角θ (rad)	モーメントMt (kN)	ねじり角θ (rad)	モーメントMt (kN)
N00S30_S	純ねじり	0.0044	53.5	0.0055	63.6	0.0456	93.6
	ねじり卓越	0.0019	51.1	0.0033	77.3	0.0425	102.6
	中間	0.0014	48.5	0.0025	69.9	0.0025	69.9
	曲げ卓越	0.0015	41.0	0.0015	41.0	0.0015	41.0
N10S30_S	純ねじり	0.0044	87.6	0.0053	98.5	0.0263	106.1
	ねじり卓越	0.0026	77.2	0.0070	112.0	0.0350	119.0
	中間	0.0029	83.3	0.0070	95.1	0.0303	108.4
	曲げ卓越	0.0016	49.9	0.0031	66.6	0.0068	73.9
N10S60_S	純ねじり	0.0044	95.1	0.0050	103.8	0.0061	108.6
	ねじり卓越	0.0023	80.7	0.0041	99.2	0.0056	110.0
	中間	0.0027	76.3	0.0051	91.1	0.0079	97.2
	曲げ卓越	0.0010	37.7	0.0034	64.1	0.0034	64.1

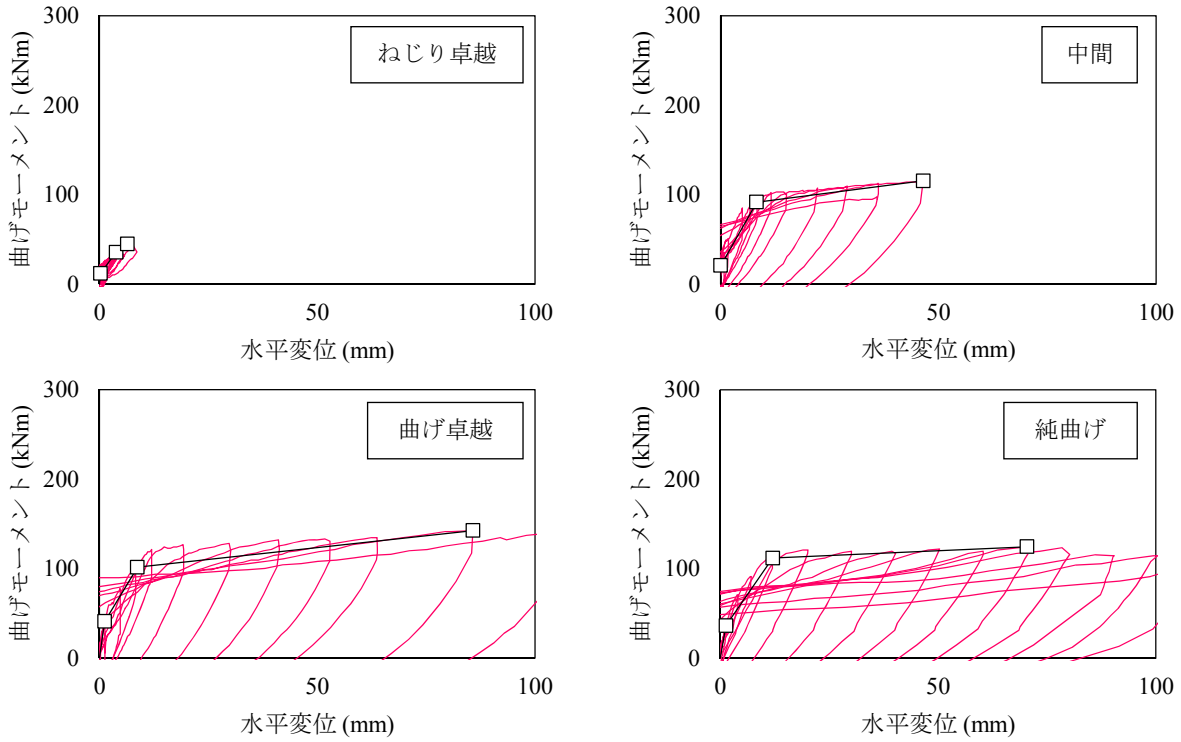


図-2.19　複合荷重時の曲げ骨格曲線の比較（N00S30_S）

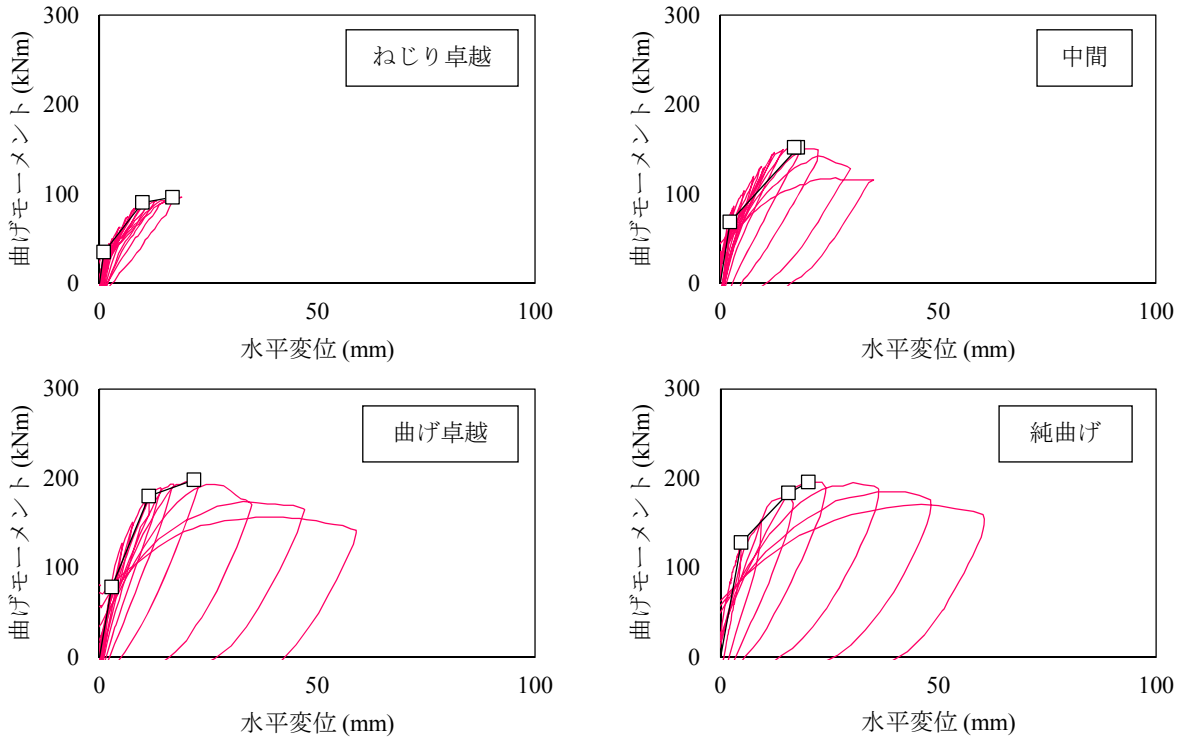


図-2.20　複合荷重時の曲げ骨格曲線の比較（N10S30_S）

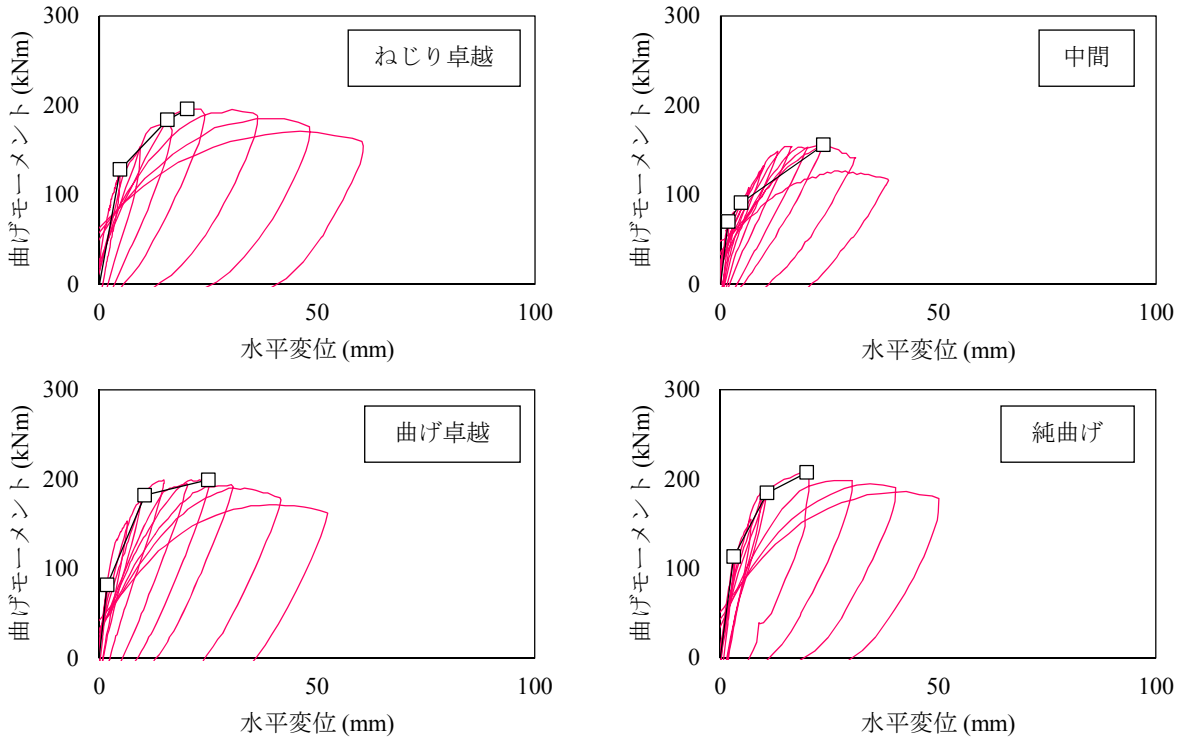


図-2.21　複合荷重時の曲げ骨格曲線の比較（N10S60_S）

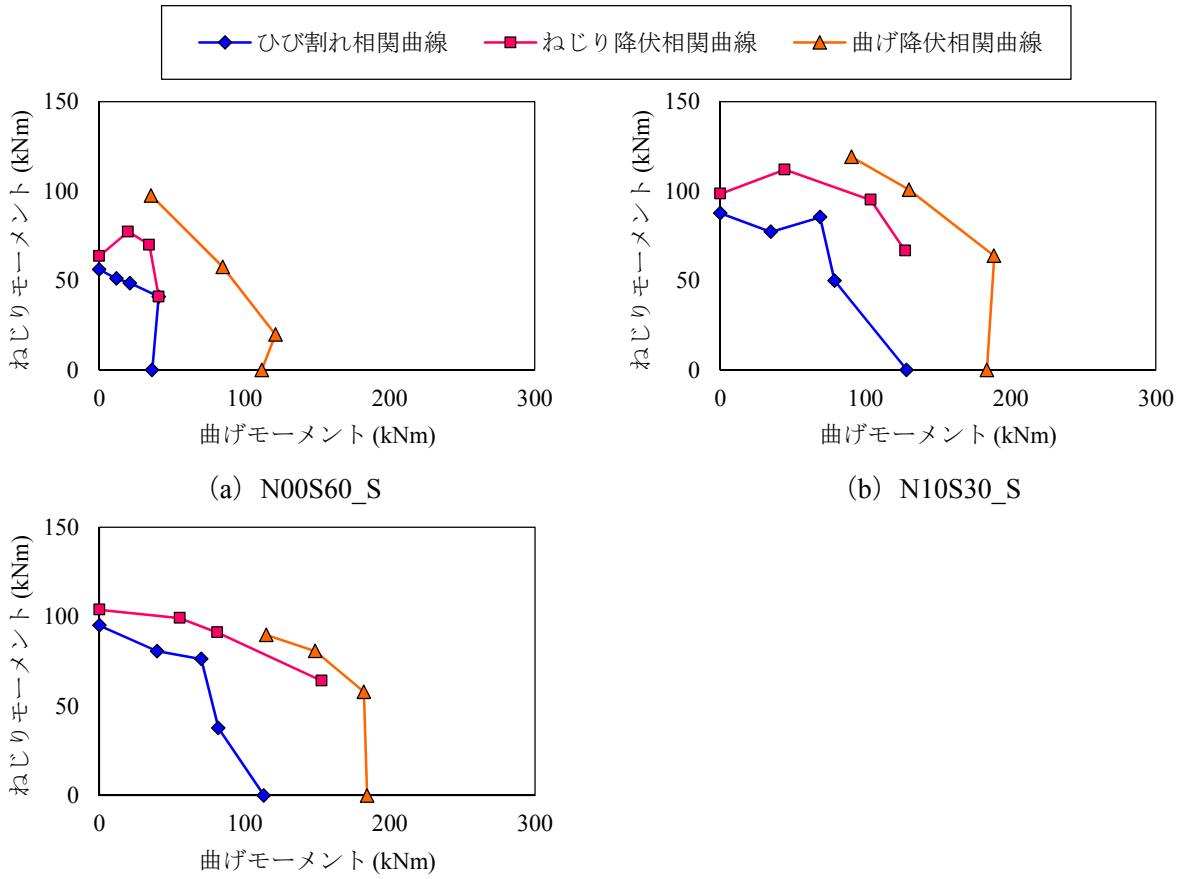
表-2.7　複合荷重時の曲げ骨格曲線の比較（充実断面シリーズ）

シリーズ	載荷比率	ひび割れ		曲げ降伏		最大耐力	
		変位δ (mm)	モーメントMb (kN)	変位δ (mm)	モーメントMb (kN)	変位δ (mm)	モーメントMb (kN)
N00S30_S	ねじり卓越	0.19	11.9	3.80	35.8	6.39	45.0
	中間	0.03	21.2	8.24	91.7	46.52	115.5
	曲げ卓越	1.15	41.0	8.70	101.6	85.73	142.5
	純曲げ	1.30	36.4	12.03	111.9	70.42	124.7
N10S30_S	ねじり卓越	0.97	34.9	9.85	90.4	16.73	96.3
	中間	2.21	68.7	17.82	151.8	16.97	151.8
	曲げ卓越	2.79	78.6	11.33	180.2	21.67	198.4
	純曲げ	4.73	128.4	15.58	183.6	20.12	195.9
N10S60_S	ねじり卓越	2.12	39.6	3.94	64.7	17.91	134.6
	中間	1.76	70.0	4.70	91.1	23.61	155.8
	曲げ卓越	1.82	81.9	10.45	182.1	25.03	199.3
	純曲げ	3.06	113.2	10.70	184.3	19.82	207.3

(3) ねじりと曲げの相関曲線

充実断面シリーズのねじりと曲げの相関曲線を**図-2.22** に示す．また，**表-2.8** にねじりと曲げの相関曲線中に示した各ケースにおけるねじりモーメントと曲げモーメントを示す．ここで，ねじりと曲げの相関曲線とは，縦軸にねじりモーメント，横軸に曲げモーメントをとり，各イベント発生時点のねじりモーメント，曲げモーメントをプロットしたものである．ねじりと曲げの相関曲線により，複合荷重時のねじり耐力，曲げ耐力が，純荷重時のねじりモーメント，曲げモーメントに比べてどの程度低下したのかを知ることができる．また，ねじり降伏は，ひび割れの内部到達によりねじり剛性が急激に低下した点，曲げ降伏は一般的な RC 橋脚と同じく主鉄筋降伏点と定義しており，ねじり降伏と曲げ降伏では，降伏の状態が異なることから，別々のイベントとして，プロットしている．

全てのケースにおいて，ひび割れ相関曲線，ねじり降伏相関曲線，曲げ降伏相関曲線は比較的曲線の形状で描かれるため，ねじりと曲げには相関関係が見られるといえる．ただし，**図-2.22 (c)** に示すように，ねじり降伏相関曲線における曲げ卓越型よりも大きな曲げモーメントが作用するような範囲では，本研究の実験のみではねじりと曲げの相関曲線を描くことができず，どのような挙動を示すのかは不明である．また，曲げ降伏相関曲線におけるねじり卓越型よりも大きなねじりモーメントが作用する範囲でも同様のことがいえる．



（a） N00S60_S

（b） N10S30_S

（c） N10S60_S

図-2.22　ねじりと曲げの相関曲線（充実断面シリーズ）

表-2.8　各イベントにおけるねじりモーメント及び曲げモーメント

シリーズ	イベント		載荷比率				
			純ねじり	ねじり卓越	中間	曲げ卓越	純曲げ
N00S30_S	ひび割れ	Mb	0.0	11.9	21.2	41.0	36.4
		Mt	56.2	51.1	48.5	41.0	0.0
	ねじり降伏	Mb	0.0	19.9	34.4	41.0	
		Mt	63.6	77.3	69.9	41.0	
	曲げ降伏	Mb		35.8	85.0	121.4	111.9
		Mt		97.5	57.6	19.8	0.0
N10S30_S	ひび割れ	Mb	0.0	34.9	68.7	78.6	128.4
		Mt	87.6	77.2	85.4	49.9	0.0
	ねじり降伏	Mb	0.0	44.4	103.6	127.4	
		Mt	98.5	112.0	95.1	66.6	
	曲げ降伏	Mb		90.4	130.0	188.5	183.6
		Mt		119.0	100.7	63.8	0.0
N10S60_S	ひび割れ	Mb	0.0	39.6	70.0	81.9	113.2
		Mt	95.1	80.7	76.3	37.7	0.0
	ねじり降伏	Mb	0.0	55.3	81.2	153.1	
		Mt	103.8	99.2	91.1	64.1	
	曲げ降伏	Mb		114.8	148.5	182.1	184.3
		Mt		89.8	80.8	58.0	0.0

Mb：曲げモーメント　Mt：ねじりモーメント

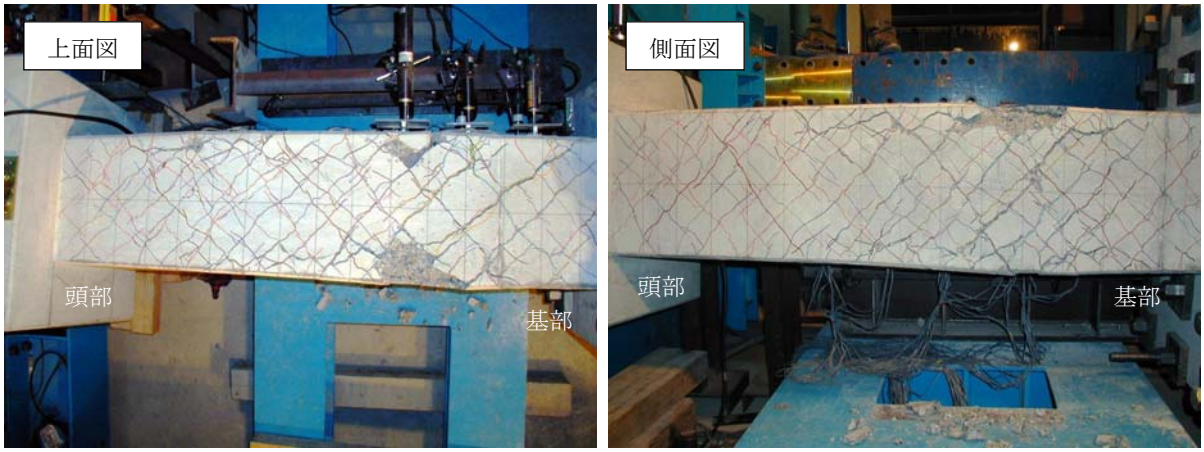
（4）破壊状況

写真-2.5～写真2.7に複合荷重時の供試体破壊状況の比較を示す.**写真-2.5**より,軸応力比0%,帯鉄筋間隔30mmのねじり卓越では，同一条件下の純ねじり型の場合と同様に，交差するらせん状のひび割れが部材全体に生じていた．また，部材中央付近で隅角部のかぶりコンクリートが剥離，剥落していることが確認された．中間型，曲げ卓越型と，ねじりモーメントに比べて曲げモーメントの比率が大きくなると，らせん状に生じていた斜めひび割れが，部材の水平方向に角度を変化させることがわかる．また，かぶりコンクリートの剥離，剥落も部材中央から基部方向へと移行しており，基部が著しく損傷を受けていることがわかる．

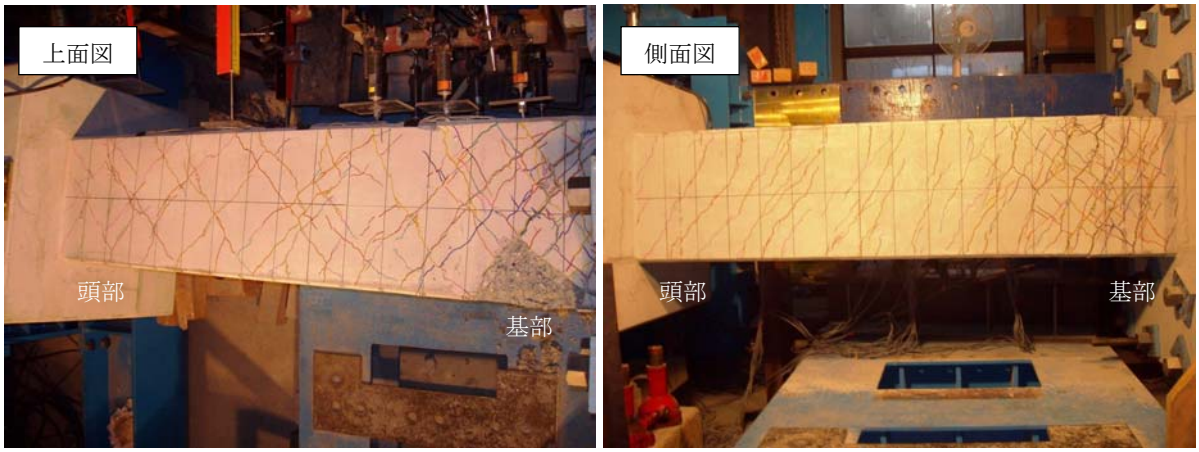
また，**写真-2.6**より，軸応力比10%，帯鉄筋間隔30mmの場合では，ねじり卓越型の場合，部材上面の中央付近にて斜めひび割れが2本卓越しており,隅角部のコンクリートが剥離している．しかし，中間型では，基部付近でひび割れが1本卓越しており，ひび割れ記載面，変位測定面とも基部のかぶりコンクリートの剥離，剥落が見られる．曲げ卓越型の場合は，上面のひび割れが曲げひび割れからせん断ひび割れに変化した様子が確認できる．また，中間型と同様に部材基部でのかぶりコンクリートの剥落が確認された．

写真2.7より，軸応力比10%，帯鉄筋間隔60mmの場合，ねじり卓越型では，上面の基部付近で斜めひび割れが卓越しており，側面ではかぶりコンクリートの剥落が見られた．また，中間型においては，変位計測側の基部付近のかぶりコンクリートが剥落していることが確認された．最後に，曲げ卓越型では，側面のひび割れ方向が水平方向に変化しているが，かぶりコンクリートの剥離等は明確には確認されなかった．

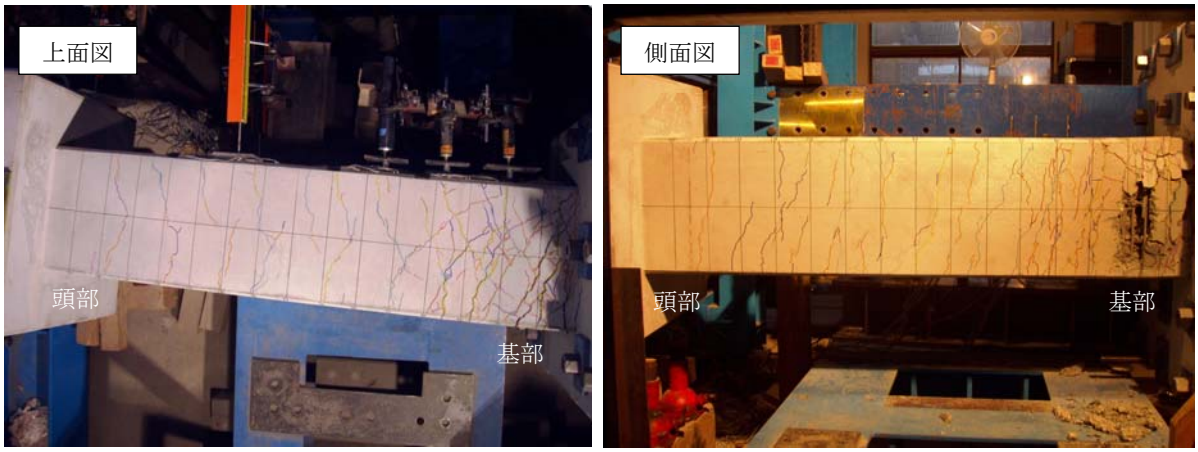
したがって，純ねじり型ではらせん状に生じていたひび割れが，ねじり卓越型，中間型，曲げ卓越型，純曲げ型と変化するに応じて，上面ではひび割れが基部付近に集中するようになり，側面では部材軸に対して鉛直方向のひび割れに変化することがわかった.また,純ねじり型の場合,概ね部材中央でかぶりコンクリートの剥離，剥落が観察されたのに対して，曲げモーメントの比率が大きくなると，基部付近での損傷が著しくなることがわかった．



(a) ねじり卓越型

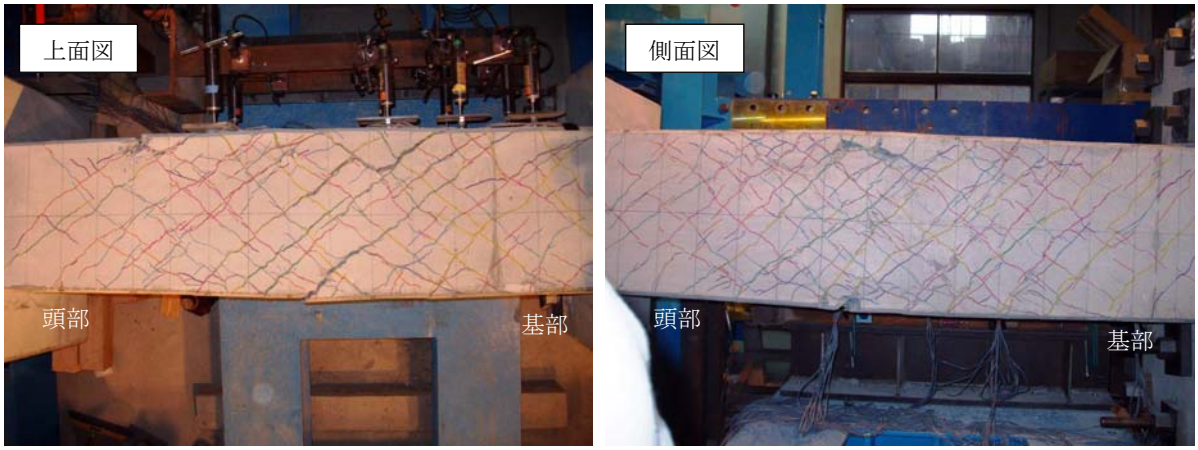


(b) 中間型

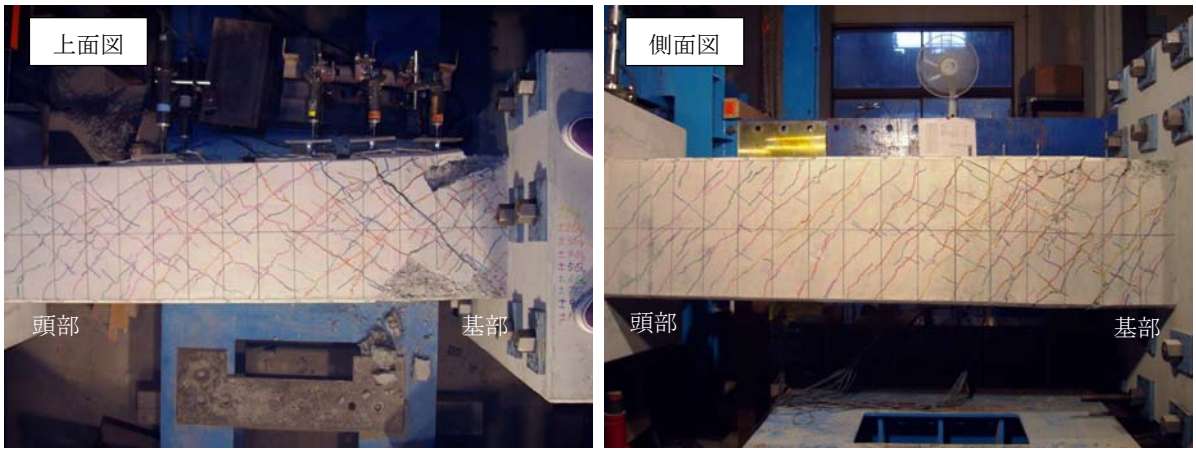


(c) 曲げ卓越型

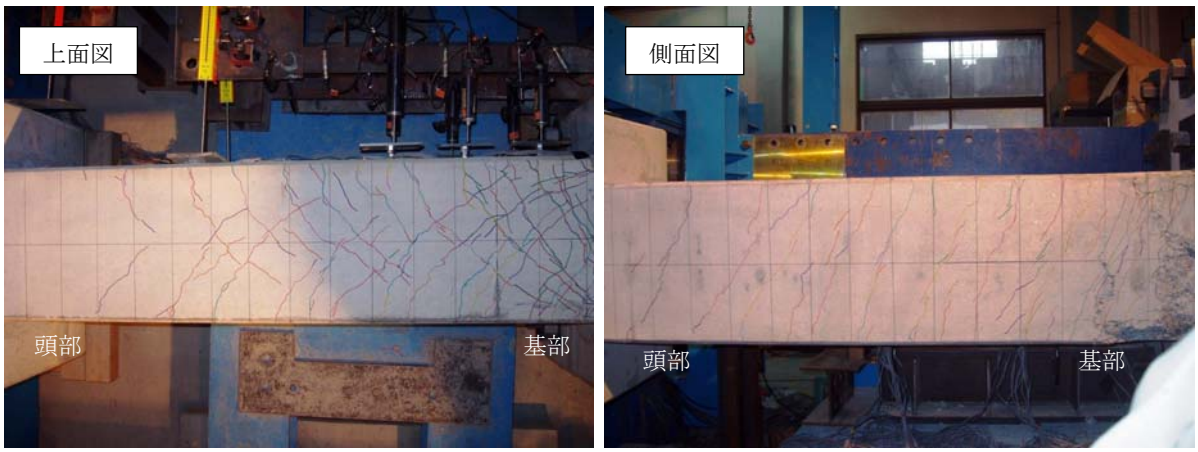
写真-2.5 複合荷重時の供試体破壊状況の比較（N00S30_S）



(a) ねじり卓越型

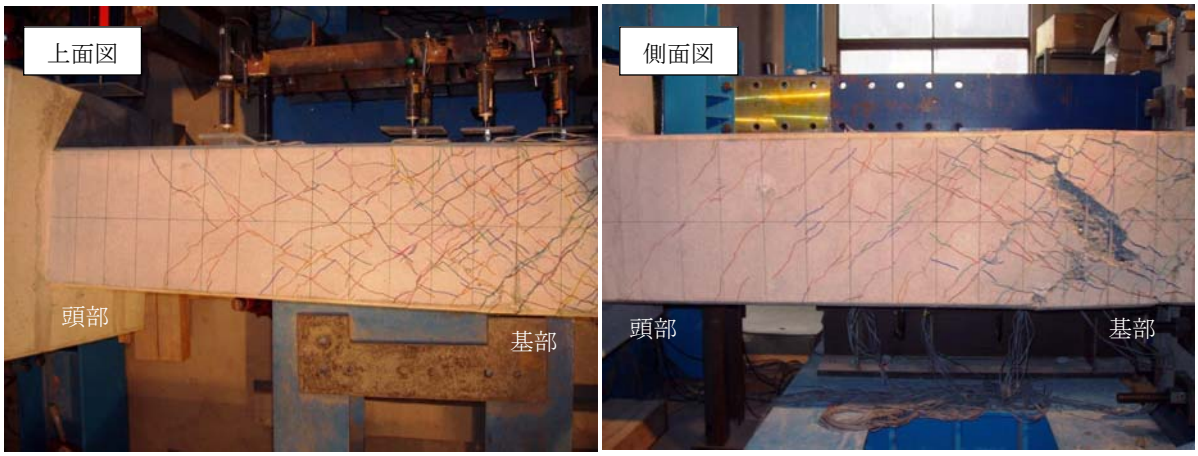


(b) 中間型

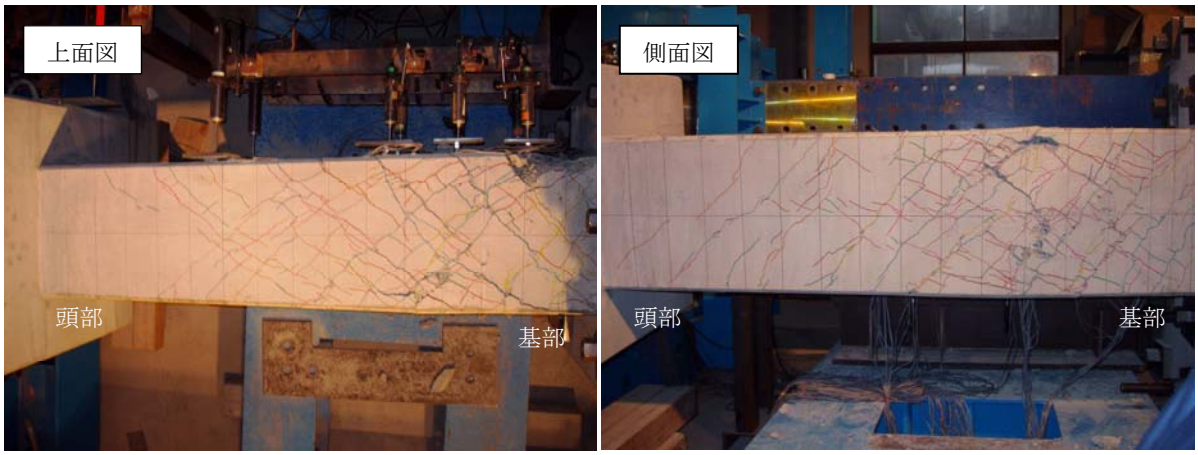


(c) 曲げ卓越型

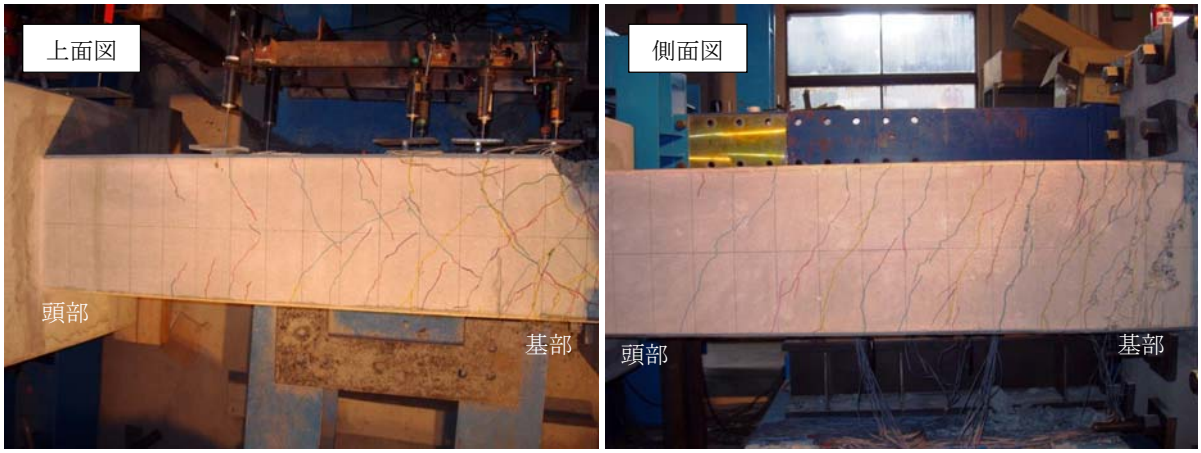
写真-2.6 複合荷重時の供試体破壊状況の比較（N10S30_S）



(a) ねじり卓越型



(b) 中間型



(c) 曲げ卓越型

写真-2.7 複合荷重時の供試体破壊状況の比較（N10S60_S）

2.3.2 3室中空断面部材に対する交番載荷実験

(1) ねじり履歴特性及び曲げ履歴特性

図-2.23に3室中空断面シリーズの純荷重時のねじり履歴曲線及び曲げ履歴曲線を示す．また，**図-2.24**に複合荷重時のねじり履歴曲線及び曲げ履歴曲線を示す．**図-2.23**より，純荷重時の曲げ履歴曲線は主鉄筋降伏後も比較的原点指向型の履歴ループを示すが，かぶりコンクリートの剥離，剥落が生じるとともに，急激な耐力低下を示した．

図-2.24より，複合荷重時のねじり履歴曲線に着目すると，ねじり卓越型の場合，ねじり履歴曲線の形状は，概ね最終ループまで原点指向型を維持する．一方，曲げ卓越型の場合でも，原点指向型を維持するが，かぶりコンクリートの剥離，剥落に伴い，急激な荷重低下を示した．

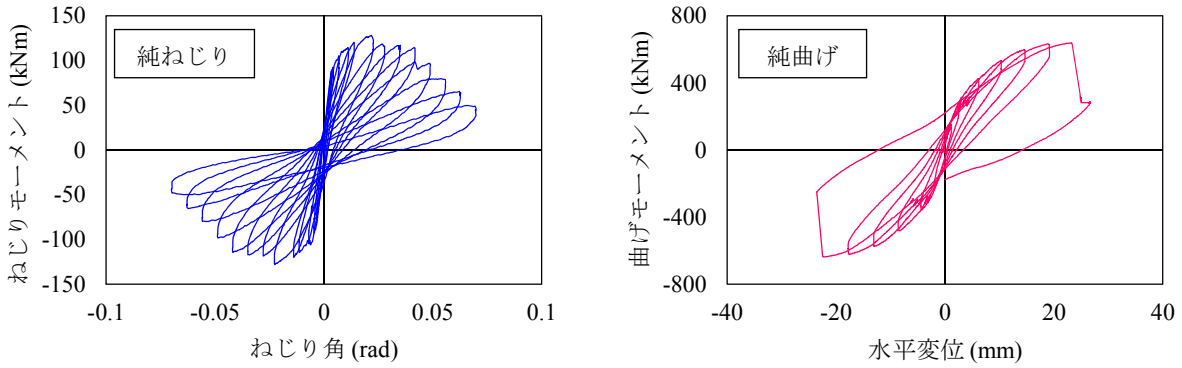


図-2.23　純荷重時のねじり履歴曲線及び曲げ履歴曲線（3室中空断面シリーズ）

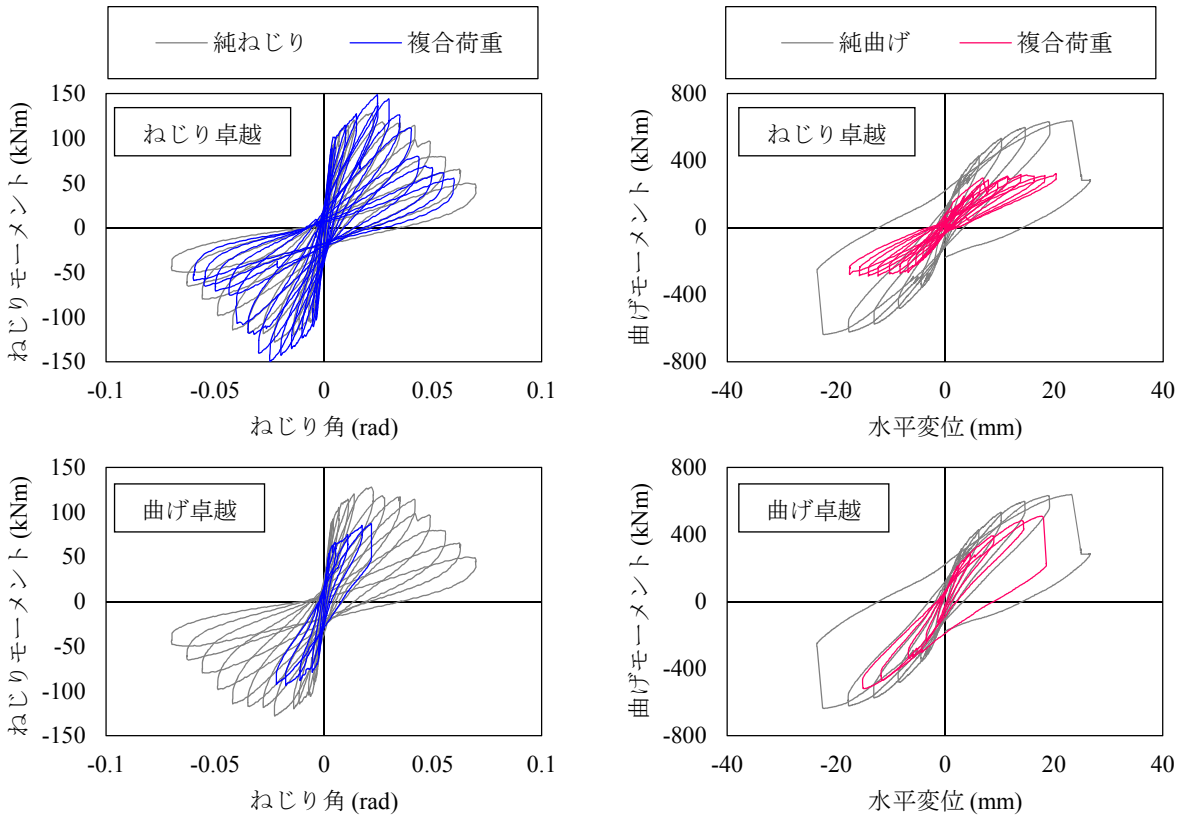


図-2.24　複合荷重時のねじり履歴曲線及び曲げ履歴曲線（3室中空断面シリーズ）

また，ねじり卓越型における複合荷重時の曲げ履歴曲線は，概ね原点指向型を示した．曲げ卓越型の場合は，原点指向型の履歴曲線を示すものの，純荷重時の曲げ履歴曲線と同様に，かぶりコンクリートが剥離することで，著しい耐力低下を示した．

(2) ねじり骨格曲線及び曲げ骨格曲線

図-2.25 に 3 室中空断面シリーズの複合荷重時のねじり骨格曲線を示す，また，**表-2.9** に各イベントにおけるねじり角及びねじりモーメントを示す．**表-2.9** より，ひび割れ発生時及びねじり降伏発生時のねじり角は，曲げモーメントの比率が大きくなるにつれて，概ね小さくなる傾向が見られる．また，ひび割れ発生時及びねじり降伏発生時のねじりモーメントについても，曲げモーメントの比率が大きくなるほど，小さくなることが確認された．最大耐力時のねじり角は，ほぼ同程度であったが，最大耐力時のねじりモーメントは，ねじり卓越型では純ねじり型に比べて大きく，曲げ卓越型では小さくなった．

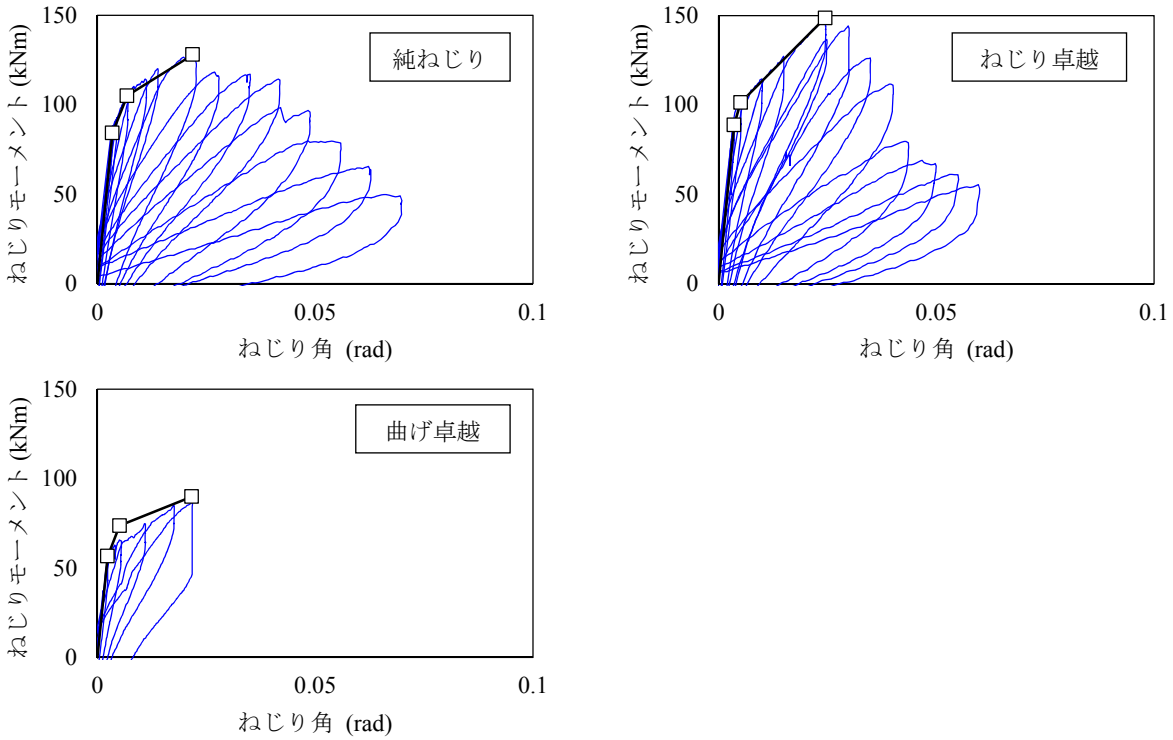


図-2.25　複合荷重時のねじり骨格曲線（3 室中空断面シリーズ）

表-2.9　各イベントにおけるねじり角及びねじりモーメント（3 室中空断面シリーズ）

載荷比率	ひび割れ		ねじり降伏		最大耐力	
	ねじり角θ (rad)	モーメントMt (kN)	ねじり角θ (rad)	モーメントMt (kN)	ねじり角θ (rad)	モーメントMt (kN)
純ねじり	0.0034	84.2	0.0068	105.0	0.0219	128.0
ねじり卓越	0.0036	88.9	0.0051	101.4	0.0245	148.6
曲げ卓越	0.0023	56.7	0.0051	73.7	0.0216	89.8

また，**図-2.26** に 3 室中空断面シリーズの複合荷重時の曲げ骨格曲線の比較を示す．**表-2.10** には各イベントにおける水平変位及び曲げモーメントを示す．**表-2.10** より，ひび割れ発生時には，曲げモーメントの比率が大きくなるほど，水平変位，曲げモーメントともに大きくなった．曲げ降伏発生時には，曲げ卓越型の曲げ降伏時の水平変位が純曲げ型に比べて大きくなったが，曲げモーメントについては曲げモーメントの比率に応じて，大きくなる傾向にあった．最大耐力時の水平変位は，全てのケースで 20mm 程度を示し，同程度であった．しかし，曲げモーメントの比率が大きいほど，最大耐力時の曲げモーメントは大きくなった．

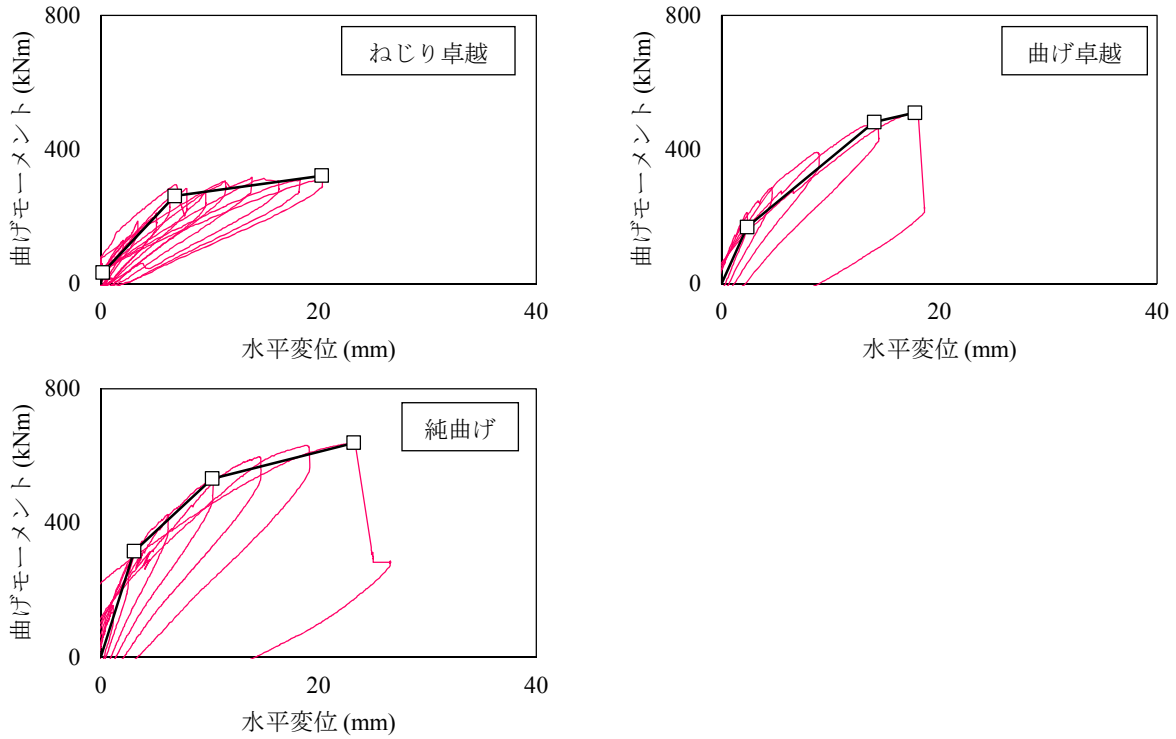


図-2.26　複合荷重時の曲げ骨格曲線（3 室中空断面シリーズ）

表-2.10　各イベントにおける水平変位及び曲げモーメント

載荷比率	ひび割れ		曲げ降伏		最大耐力	
	変位δ (mm)	モーメントMb (kN)	変位δ (mm)	モーメントMb (kN)	変位δ (mm)	モーメントMb (kN)
ねじり卓越	0.2	33.6	6.8	261.2	20.3	321.9
曲げ卓越	2.4	168.9	14.0	481.5	17.8	509.2
純曲げ	3.1	315.3	10.2	531.6	23.2	638.5

（3）ねじりと曲げの相関曲線

図-2.27 に 3 室中空断面シリーズのねじりと曲げの相関曲線を示す．また，**表-2.11** に各イベントにおけるねじりモーメント及び曲げモーメントを示す，3 室中空断面シリーズの場合も，充実断面シリーズの場合と同様に，ひび割れ，ねじり降伏及び曲げ降伏発生時におけるねじりと曲げの相関曲線は曲線状で描かれた．このことから，3 室中空断面シリーズにおいても，ねじりと曲げには相関関係があることがわかる．

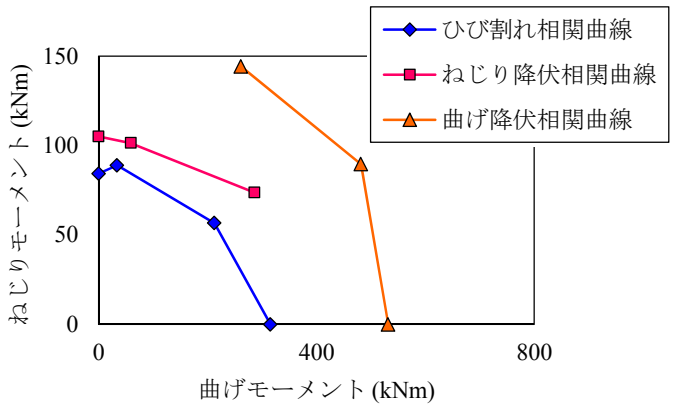


図-2.27　ねじりと曲げの相関曲線（3 室中空断面シリーズ）

表-2.11　各イベントにおけるねじりモーメント及び曲げモーメント

イベント		載荷比率			
		純ねじり	ねじり降伏	曲げ卓越	純曲げ
ひび割れ	Mb	0.0	33.6	212.4	315.3
	Mt	84.2	88.9	56.7	0.0
ねじり降伏	Mb	0.0	59.4	286.3	
	Mt	105.0	101.4	73.7	
曲げ降伏	Mb		261.2	481.5	531.6
	Mt		144.1	89.6	0.0

Mb：曲げモーメント　Mt：ねじりモーメント

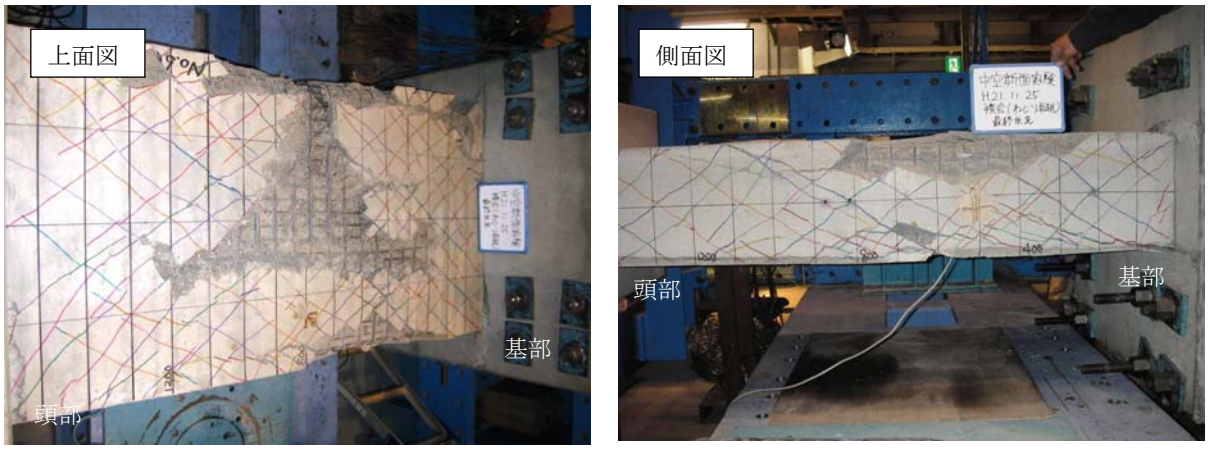
（4）破壊状況

写真-2.28 に 3 室中空断面実験供試体の破壊状況の比較を示す．ねじり卓越型では，純ねじり型と同様に，斜め方向にひび割れが生じている．また，部材上面の中央から基部付近にかけて大きくかぶりコンクリートが剥落していることがわかる．さらに，側面の隅角部においても著しくかぶりコンクリートが剥がれていることが確認できる．

また，曲げ卓越型においても，らせん状の斜めひび割れが確認される．また，部材上面の基部においてかぶりコンクリートの剥落が見られた．

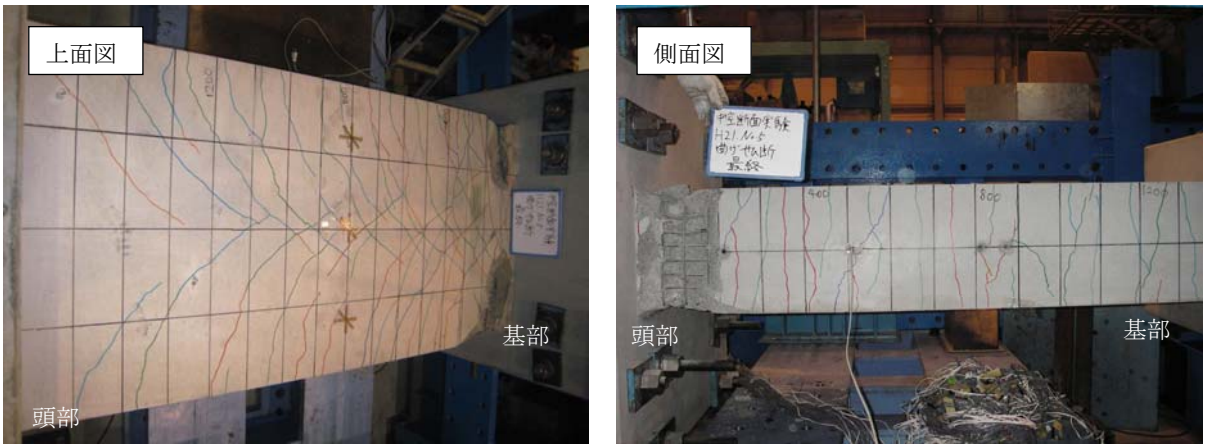
純曲げ型においては，上面で曲げせん断ひび割れ，側面で水平ひび割れが確認できる．また，両側面の基部においてかぶりコンクリートの剥落が確認された．

したがって，3 室中空断面シリーズのひび割れ分布は，充実断面シリーズの場合と同様に，純ねじり型ではらせん状の斜め方向のひび割れが生じていたが，ねじり卓越型，曲げ卓越型，純曲げ型と変化すると，上面では基部にひび割れが集中し，側面では斜めひび割れが部材軸に対して鉛直方向のひび割れに変化した．また，純ねじり型では，部材中央でかぶりコンクリートの剥離，剥落が見られたが，曲げモーメントの比率が大きくなると，基部付近での損傷が著しくなり，基部上面や側面のかぶりコンクリートの剥離，剥落が確認された．



(a) ねじり卓越型

(b) 曲げ卓越型



＊設置の都合上，本ケースのみ逆方向より撮影

(c) 純曲げ型

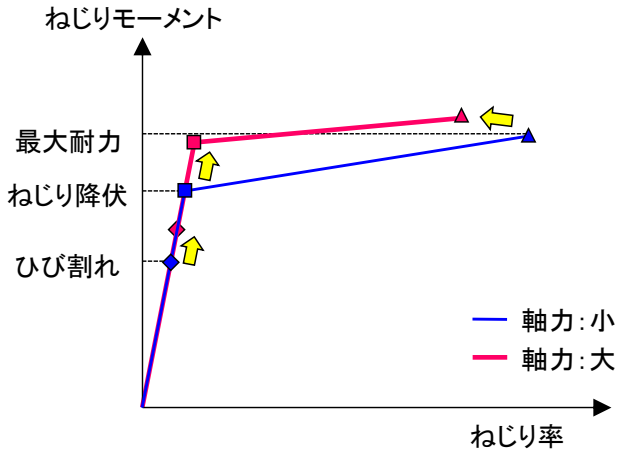
図-2.28 複合荷重時の実験供試体破壊状況の比較（3 室中空断面シリーズ）

2.4 本章のまとめ

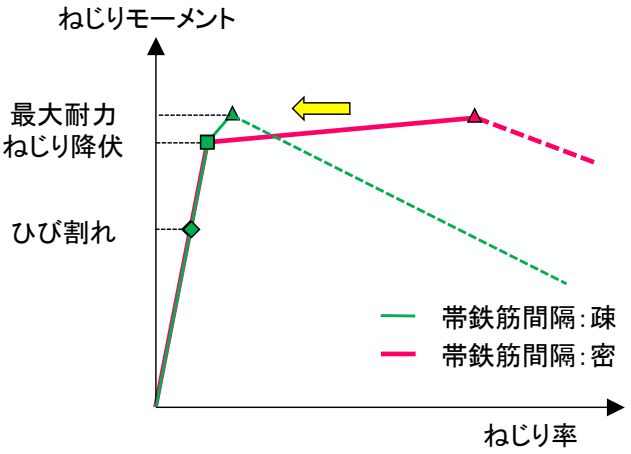
本章では，充実断面及び 1 室中空断面，3 室中空断面を有する RC 部材に対する純ねじり及び純曲げ，ねじりと曲げの複合交番載荷実験より得られた実験結果について示した．

純ねじり交番載荷実験より，充実断面シリーズでは，軸応力比は，ひび割れ発生時のねじりモーメント，ねじり降伏発生時のねじりモーメント，最大耐力時のねじり角及びねじりモーメントに影響を与えることがわかった．また，帯鉄筋間隔は，最大耐力時のねじり角に影響を与えることがわかった．また，1 室中空断面シリーズでは，中空壁厚を厚くすると，ひび割れ発生時，ねじり降伏発生時，最大耐力発生時のねじりモーメントが大きくなることがわかる．また，最大耐力時のねじりモーメントについては，帯鉄筋間隔が疎な場合にのみ壁厚に応じて大きくなることが確認された．また，1 室中空断面の場合，帯鉄筋間隔の影響が明確に現れ，帯鉄筋間隔が密なほど最大耐力が向上することが知られた．

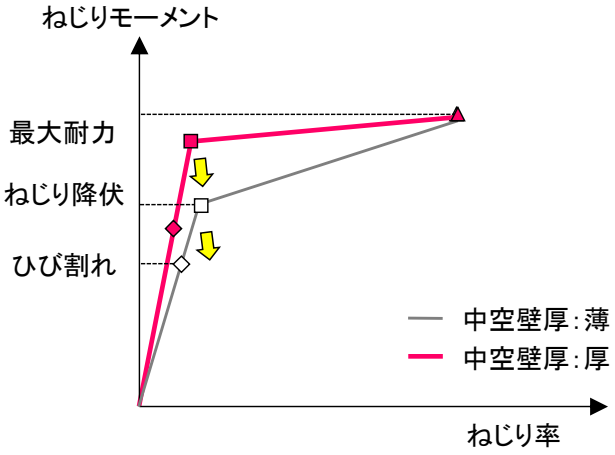
ねじりと曲げの複合交番載荷実験より，複合荷重時のねじり履歴曲線及び曲げ履歴曲線は，複合荷重の影響により，純荷重時のねじり履歴曲線及び曲げ履歴曲線に比べて耐力が小さくなることがわかる．また，軸力が作用している場合，複合荷重時のねじり履歴曲線，曲げ履歴曲線の形状は，純荷重時のねじり履歴曲線，曲げ履歴曲線の形状とさほど差が見られないことが知られた．また，純ねじり型ではらせん状に生じていたひび割れが，ねじり卓越型，中間型，曲げ卓越型，純曲げ型と変化するに応じて，上面では曲げせん断ひび割れとなり，側面では水平方向のひび割れに変化することがわかった．また，純ねじり型の場合，概ね部材中央でかぶりコンクリートの剥離，剥落が観察されたのに対して，曲げモーメントの比率が大きくなると，基部付近での損傷が著しくなり，かぶりコンクリートの剥離後に急激に耐力低下することが知られた．



(a) 軸応力比の影響



(b) 帯鉄筋間隔の影響



(c) 中空壁厚の影響

図-2.29 ねじり骨格曲線に対するパラメータの影響

参考文献

1) 大塚久哲，竹下永造，浦川洋介：軸力，曲げ／せん断，及びねじりの複合荷重を同時に受ける RC 部材の耐震性能と相関特性，土木学会論文集，No.801／I-73，pp.123-139，2005.
2) 服部匡洋，大塚久哲，崔準祜，西木友宏：1 室中空断面柱部材のねじりモーメントに対する挙動特性，第 22 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，pp.441-446，2013.
3) 筬島隆司，大塚久哲，福永靖雄，山崎智彦：曲げとねじりを受ける 3 室中空断面 RC 部材の力学特性に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.32，No.2，pp.691-696，2010.
4) 秦逸平，大塚久哲，筬島隆司，陶媛媛：コンクリート系部材のねじり破壊メカニズムに関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.31，No.2，pp.745-750，2009.
5) 大塚久哲，王尭，高田豊輔，吉村徹：純ねじりを受ける RC 部材の履歴特性に影響を及ぼすパラメータに関する実験的研究，土木学会論文集，No.739／V-60，pp.93-104，2003.
6) 大塚久哲：RC 橋脚のねじり耐震照査と補強，櫂歌書房，pp39-49，2011.
7) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，pp.158-214，2012.

第 3 章　ねじり交番荷重を受ける RC 部材の三次元有限要素解析

第 3 章では，第 2 章に示した RC 部材に対する純ねじり及び純曲げ，ねじりと曲げの複合載荷実験に対して，三次元有限要素解析によるシミュレーション解析を実施し，有限要素解析の再現性を把握するとともに，実験では得られなかったコンクリート柱内部のひび割れ進展状況等についても考察を行う．

3.1　有限要素解析概要

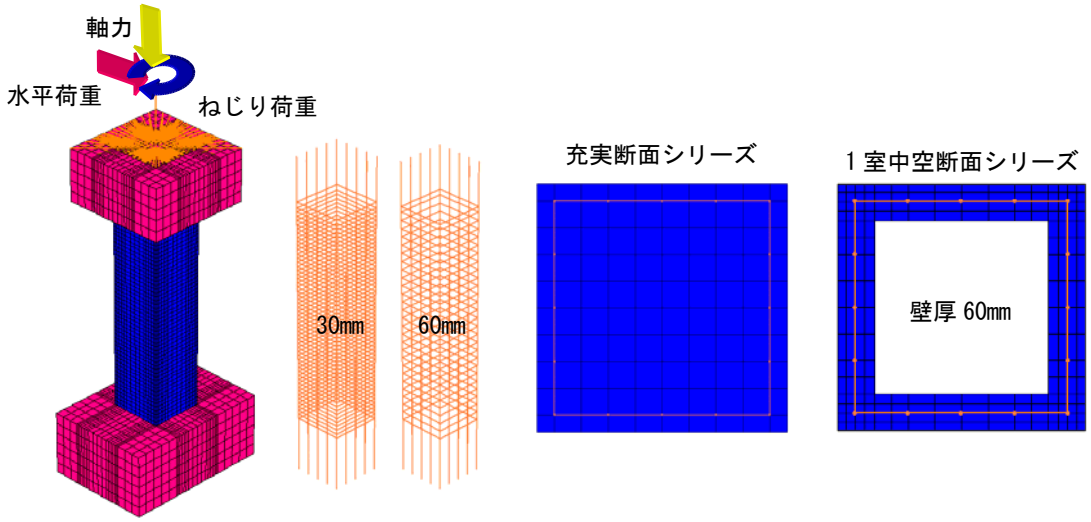
3.1.1 解析モデル

解析モデル概要を**図-3.1** に示す．有限要素解析を実施するに当たって，コンクリートの非線形解析において実績のある非線形有限要素解析ソフト FINAL を使用した．**図-3.1** に示すように，有限要素解析の再現性を高めるため，実験供試体を忠実に再現したモデルを作成した．有限要素解析モデルは，基部フーチング，柱，頭部フーチング，載荷機構により構成される．コンクリートはソリッド要素を使用した．頭部フーチング，基部フーチングは線形要素とし，柱部分のみ非線形特性を考慮した．非線形特性については，3.1.2 に詳細を示す．主鉄筋及び帯鉄筋はトラス要素を使用し，非線形特性を考慮した．頭部フーチング上端の載荷機構については，頭部フーチングに接する載荷板と上方に伸びるジャッキをそれぞれ剛梁要素でモデル化した．

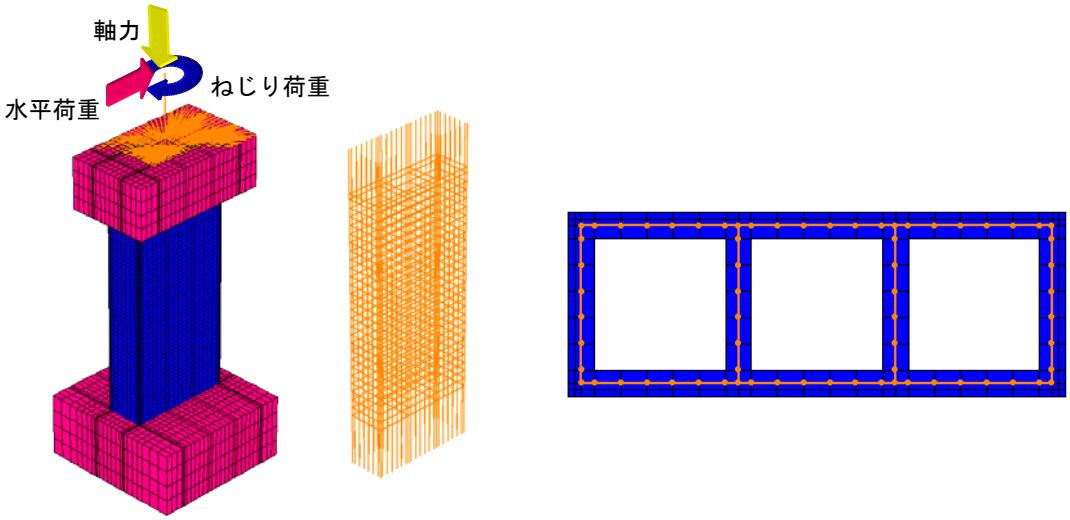
3.1.2 解析手法

コンクリート及び鉄筋の材料特性は，実験に際して実施した材料試験結果を使用した．柱部分のコンクリート要素は，要素内に一様なひび割れ状態を仮定する方法で，要素の剛性を変化させることでひび割れを平均的に表現する分布ひび割れモデルで表現し，非線形特性については，FINAL に組み込まれているモデルの中から以下のものを選定した．

図-3.2 にコンクリート及び鉄筋の非線形モデルを示す．コンクリートの圧縮応力-ひずみ関係には修正 Ahmad モデルを使用した [1), 2), 3)]．テンションスティフニング特性には出雲らのモデル（C=0.8）を，ひび割れ後のせん断伝達特性には長沼の提案モデルを使用した [4), 5), 6), 7)]．また，鉄筋の繰り返し応力下の履歴特性として，Ciampi らにより提案された修正 Menegotto-Pinto モデルを用いた [5)]．なお，コンクリート要素と鉄筋要素は同一節点を共有しており，付着は完全付着とした．有限要素解析における載荷は，**図-3.1** に示すように，ジャッキ天端に鉛直荷重及び強制水平変位，強制回転変位を与えることで，それぞれ初期軸力及び曲げ荷重，ねじり荷重を作用させた．

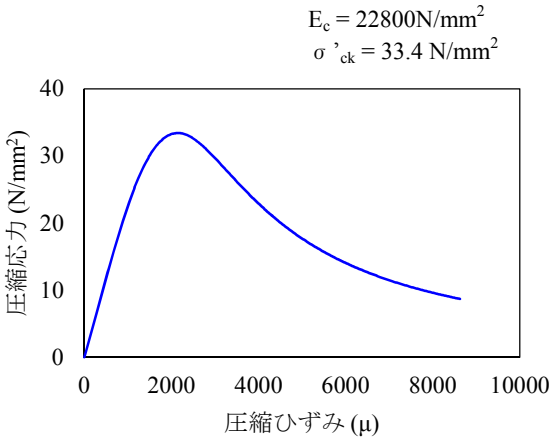


(a) 充実断面シリーズ及び 1 室中空断面シリーズ

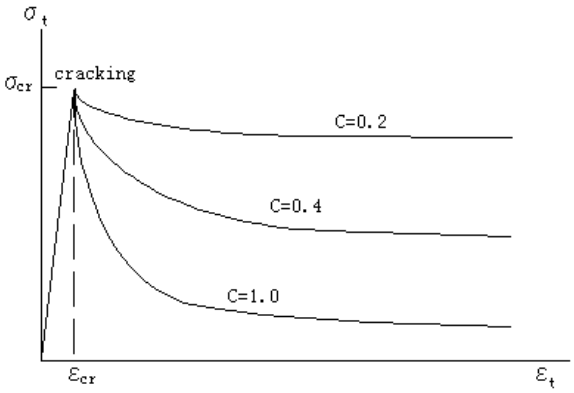


(b) 3 室中空断面シリーズ

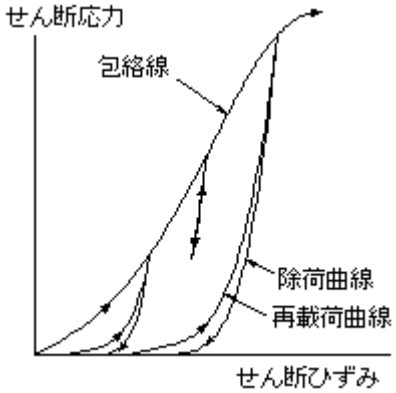
図-3.1 解析モデル概要



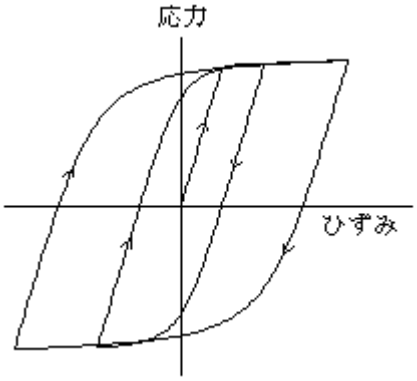
(a) コンクリートの圧縮応力-ひずみ関係
(修正 Ahmad モデルの一例)



(b) テンションスティフニング特性
(出雲らのモデル)



(c) ひび割れ後のせん断伝達特性
(長沼モデル)



(d) 鉄筋の繰り返し応力下の履歴特性
(修正 Menegotto-Pinto モデル)

図-3.2　コンクリート及び鉄筋の非線形特性

3.1.3 解析ケース

表-3.1 に解析検討ケースを示す．**表-3.1** に示す通り，第 2 章に示した充実断面シリーズ，1 室中空断面シリーズ及び 3 室中空断面シリーズの全ての実験ケースに対し，実験で実施した載荷を再現したシミュレーション解析を実施した．

表-3.1　実験検討ケース

(a) 充実断面シリーズ

軸応力比N（%）	帯鉄筋間隔S（mm）	載荷比率	コンクリート 圧縮強度（N/mm^2）	コンクリート 引張強度（N/mm^2）	コンクリート ヤング率（N/mm^2）
0	30	純ねじり（90°）	33.4	3.9	22800
		ねじり卓越（60°）	47.6	4.3	31100
		中間（45°）	51.1	4.0	30400
		曲げ卓越（30°）	43.2	3.6	36100
		純曲げ（0°）	32.8	2.8	21400
10	30	純ねじり（90°）	35.3	4.1	23900
		ねじり卓越（60°）	49.3	3.4	30100
		中間（45°）	50.4	4.0	35500
		曲げ卓越（30°）	47.5	3.7	31600
		純曲げ（0°）	40.6	2.9	24600
10	60	純ねじり（90°）	45.7	4.2	27300
		ねじり卓越（60°）	60.4	4.8	36600
		中間（45°）	35.2	3.4	30000
		曲げ卓越（30°）	51.6	3.8	31000
		純曲げ（0°）	41.1	3.3	26200

(b) 1 室中空断面シリーズ

軸応力比N（%）	帯鉄筋間隔S（mm）	壁厚T（mm）	載荷比率	コンクリート 圧縮強度（N/mm^2）	コンクリート 引張強度（N/mm^2）	コンクリート ヤング率（N/mm^2）
10	30	60	純ねじり	60.3	3.5	27800
	60	60		61.6	3.6	27100
	30	100		57.4	3.4	25100
	60	100		68.7	3.9	28800

(c) 3 室中空断面シリーズ

軸応力比N（%）	帯鉄筋間隔S（mm）	壁厚T（mm）	載荷比率	コンクリート 圧縮強度（N/mm^2）	コンクリート 引張強度（N/mm^2）	コンクリート ヤング率（N/mm^2）
20	60	42	純ねじり（90°）	52.4	3.3	24800
			ねじり卓越（60°）	61.9	4.4	29000
			曲げ卓越（30°）	39.9	3.6	20800
			純曲げ（0°）	62.5	4.0	27700

3.2 ねじり交番載荷実験の数値シミュレーション

3.2.1 充実断面シリーズ

（1）履歴曲線

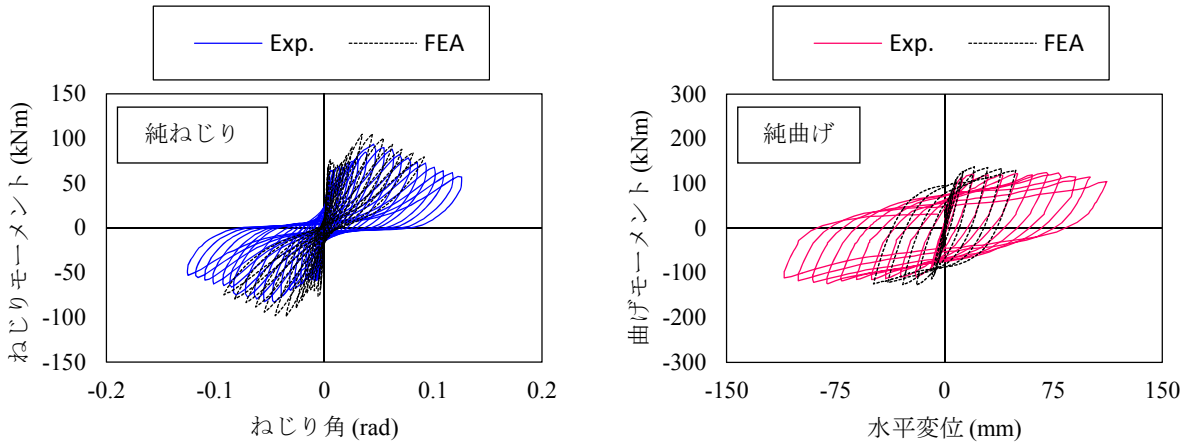
図-3.3～図-3.8 に実験及び FEM 解析により得られたねじり履歴曲線及び曲げ履歴曲線の比較を示す. **図-3.3**, **図-3.4** は軸応力比 0%, 帯鉄筋間隔 30㎜ のねじり及び曲げ履歴曲線を, **図-3.5**, **図-3.6** には軸応力比 10%，帯鉄筋間隔 30㎜ のねじり及び曲げ履歴曲線を，**図-3.7**，**図 3.8** には軸応力比 10%，帯鉄筋間隔 60㎜ のねじり及び曲げ履歴曲線を示す．ここで，FEM 解析より得られたねじり履歴曲線及び曲げ履歴曲線におけるねじりモーメント，曲げモーメントは載荷点（ジャッキ天端）の部材軸周り及び水平方向の反力を，ねじり角及び水平変位は実験と同位置の回転変位，水平変位を出力した.

また，履歴曲線の解析結果は，計算が安定して行われた時点までのものである．計算が不安定化する原因として，コンクリート要素が最大圧縮強度を超え，圧縮軟化領域に入るような要素の数が急増することが挙げられる．このため，曲げ荷重を作用させた場合は，基部に局所的な圧縮応力が生じるため, ねじりのみが作用する場合に比べて, 比較的早い段階で計算が不安定化した. また，軸応力を作用させた場合にも，常にコンクリートに圧縮力が作用することから，早く計算がストップする傾向にある.

図-3.3 より，軸応力比 0%，帯鉄筋間隔 30mm の場合，純荷重時のねじり履歴曲線，曲げ履歴曲線は最大耐力まで概ね再現することができたといえる．一方，**図-3.4** より，複合荷重時の履歴曲線では，卓越する側，つまりねじり卓越型のねじり履歴曲線，曲げ卓越型の曲げ履歴曲線の再現性は最大耐力まで良好であった. しかし, 卓越しない側, つまりねじり卓越型の曲げ履歴曲線, 曲げ卓越型のねじり履歴曲線の再現性が悪い傾向が見られる．中間型の場合，ねじり履歴曲線をわずかに小さく評価するものの，曲げ履歴曲線については良好に再現した.

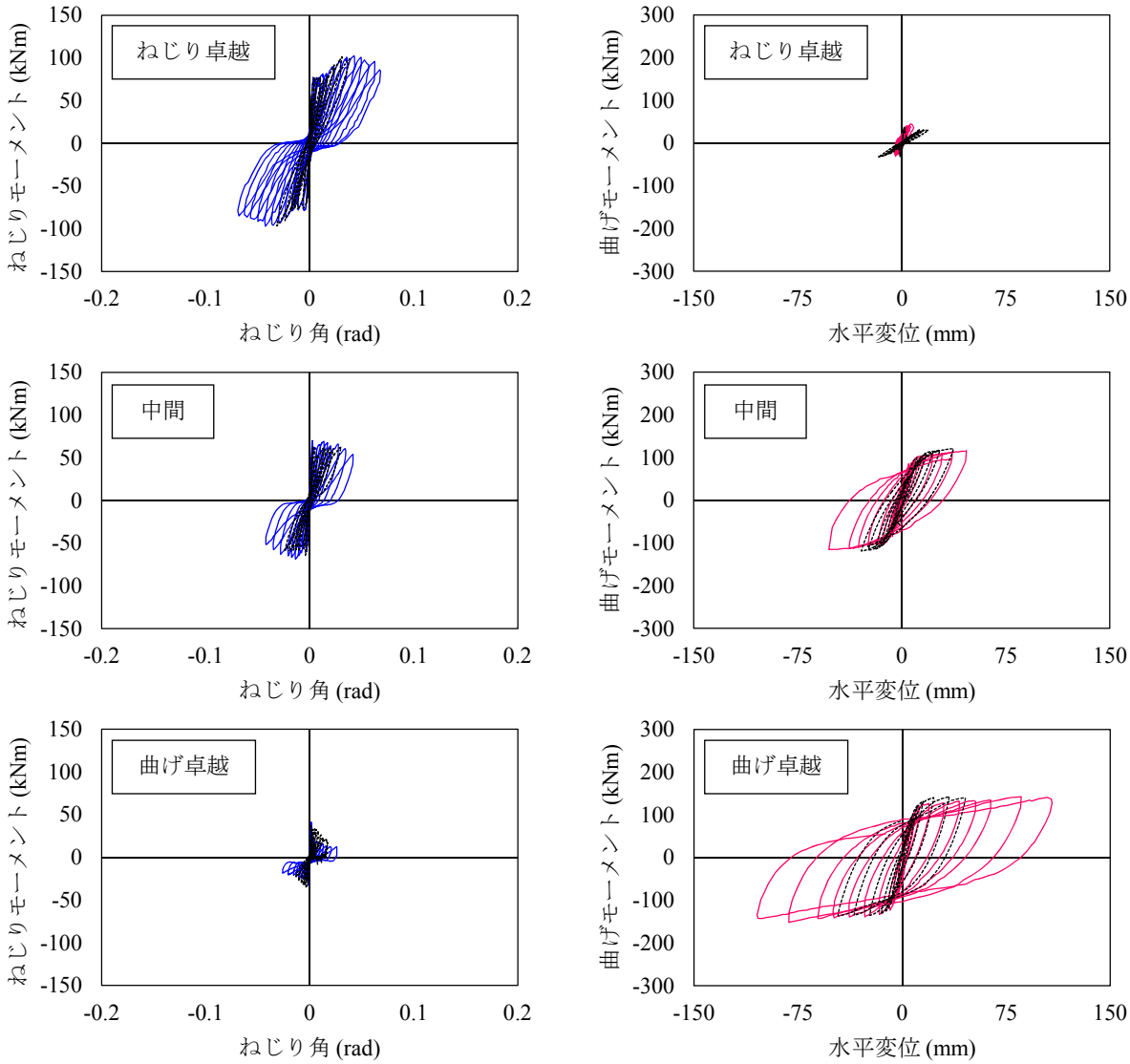
また，**図-3.5** より，軸応力比 10%，帯鉄筋間隔 30mm の場合，純ねじり履歴曲線は比較的精度よく再現されている．しかし，純曲げ履歴曲線については，FEM 解析結果の初期剛性が非常に高く, FEM 解析結果の曲げモーメントが実験結果のそれを大きく上回る結果となった. また, **図-3.6** より，複合荷重時の場合は，軸応力 0%，帯鉄筋間隔 30mm の場合と同様に，卓越する側の履歴曲線の再現性が高く，卓越しない側の履歴曲線では，ねじり耐力を大きく，曲げ耐力を小さく評価した. 中間型では, 解析の不安定化により早い段階で解析がストップしたが, ねじり履歴曲線, 曲げ履歴曲線は比較的精度よく再現された.

軸応力比 10%，帯鉄筋間隔 60mm の場合も，純ねじり履歴曲線を良好に再現するものの，純曲げ履歴曲線については，FEM 解析結果が剛性，耐力ともに大きく評価した．また，複合荷重時のねじり履歴曲線は，FEM 解析により精度よく再現されているが，曲げ履歴曲線ついては，概ね小さく評価される傾向にあった.



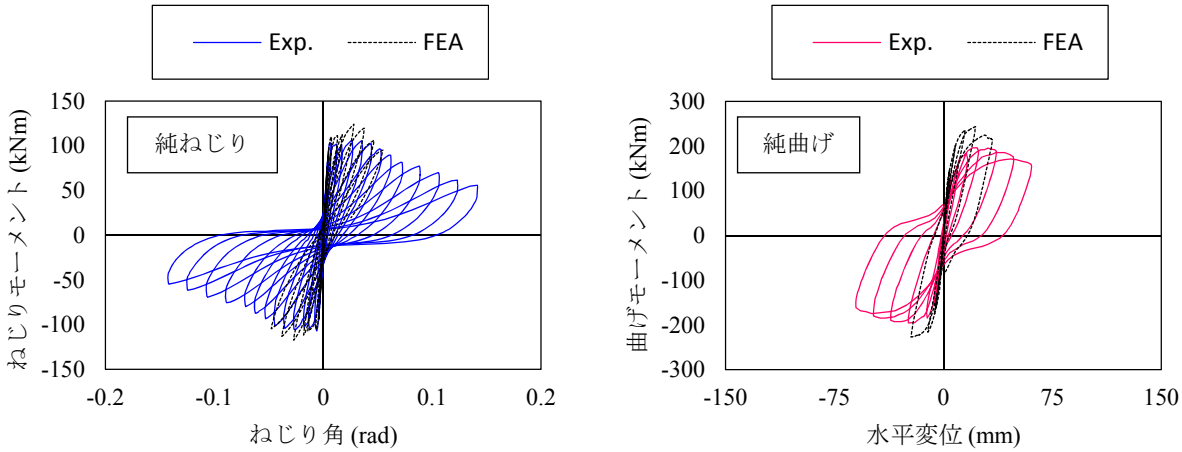
(a) ねじり履歴曲線　　(b) 曲げ履歴曲線

図-3.3　純荷重時の履歴曲線の再現性（N00S30_S）



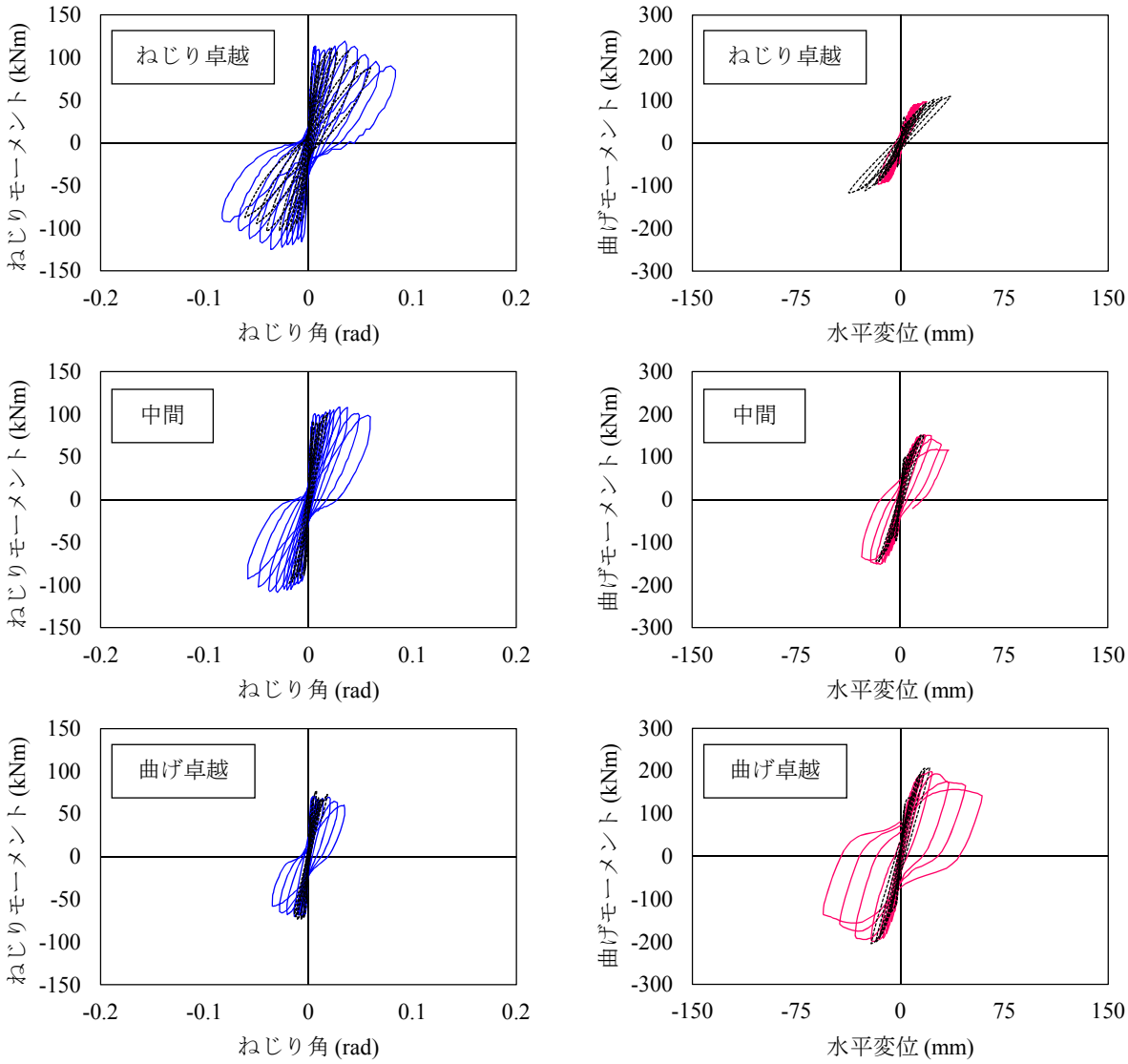
(a) ねじり履歴曲線　　(b) 曲げ履歴曲線

図-3.4　複合荷重時の履歴曲線の再現性（N00S30_S）



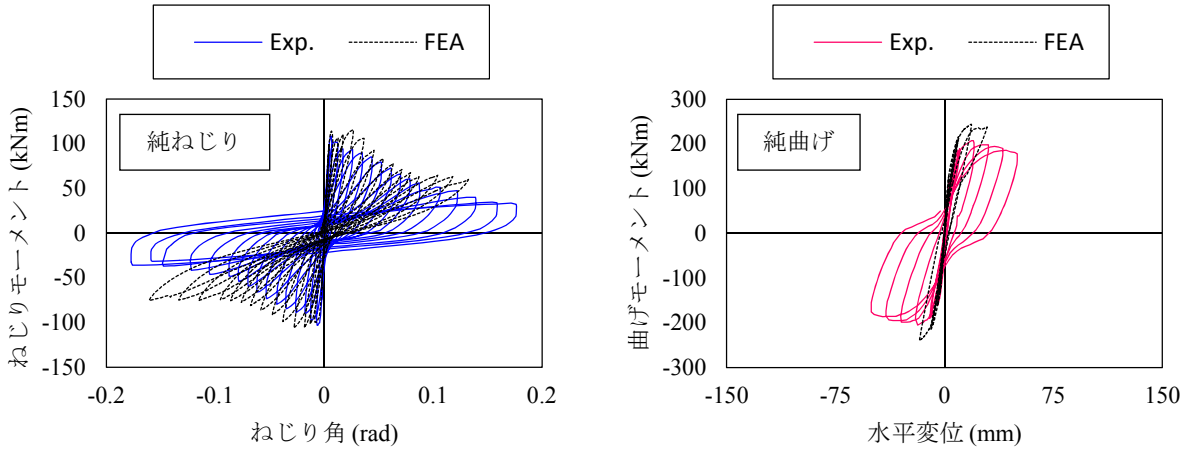
(a) ねじり履歴曲線　　(b) 曲げ履歴曲線

図-3.5　純荷重時の履歴曲線の再現性（N10S30_S）



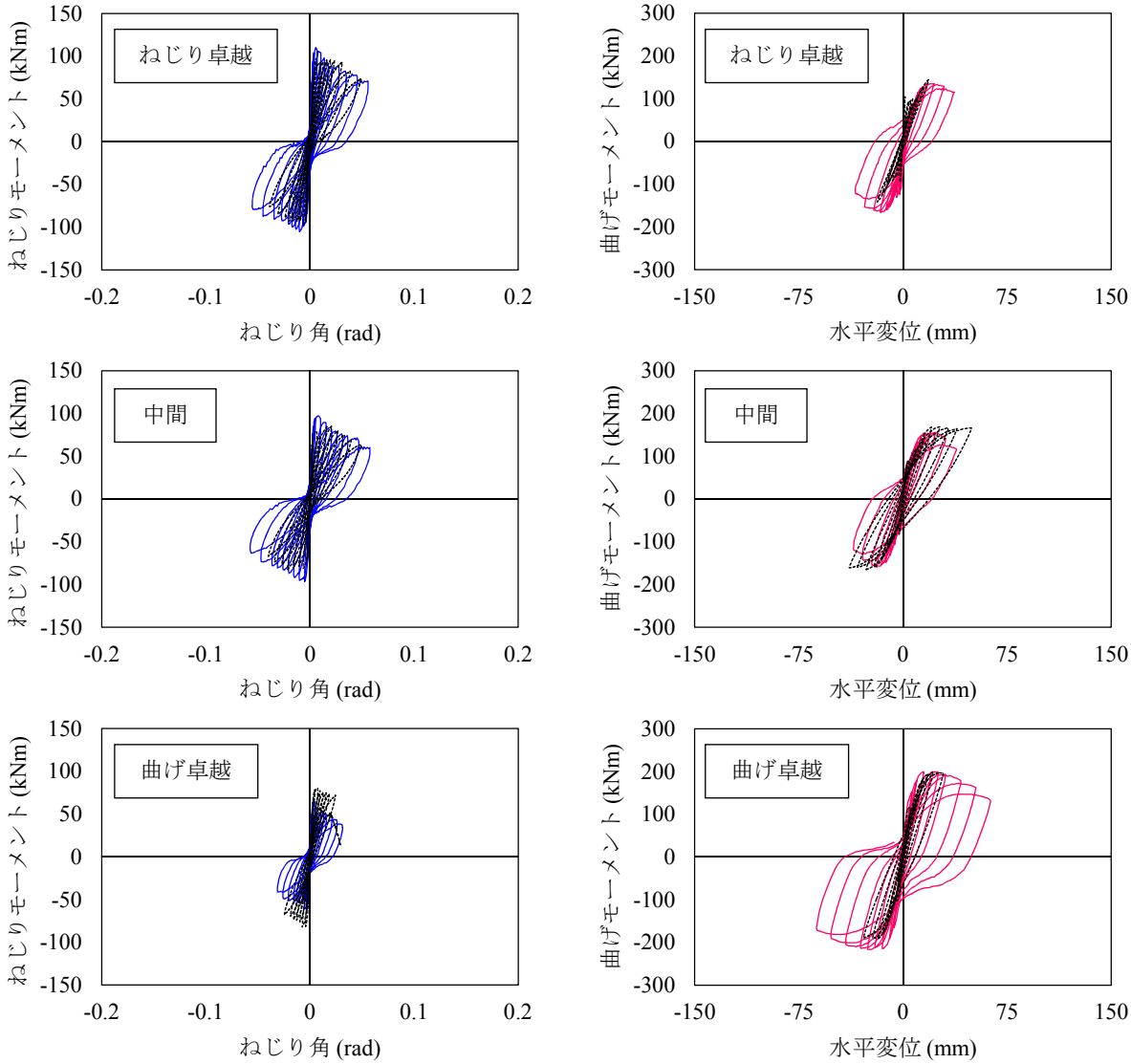
(a) ねじり履歴曲線　　(b) 曲げ履歴曲線

図-3.6　複合荷重時の履歴曲線の再現性（N10S30_S）



(a) ねじり履歴曲線　　(b) 曲げ履歴曲線

図-3.7　純荷重時の履歴曲線の再現性（N10S60_S）



(a) ねじり履歴曲線　　(b) 曲げ履歴曲線

図-3.8　複合荷重時の履歴曲線の再現性（N10S60_S）

(2) ねじりと曲げの相関曲線

本解析では，コンクリートの圧縮軟化要素の増大により，計算が不安定化しており，最大耐力が明確に得られていない．特に，軸力を与えた場合，コンクリートに圧縮応力が導入されるため，不安定化が全体的に早く生じている傾向にある．地震応答解析において，ねじり挙動を厳密に考慮するには，ひび割れ，ねじり降伏，曲げ降伏のように，最大耐力に至るまでのイベントを必要とするため，本研究では，ひび割れ相関曲線，ねじり降伏相関曲線，曲げ降伏相関曲線の再現性に着目した． なお，ひび割れ点はコンクリート要素のうち 1 要素でもひび割れが判定された点，ねじり降伏点はねじり剛性が急激に低下した点，曲げ降伏は鉄筋要素のうち 1 要素でも鉄筋降伏が判定された点と定義した．

図-3.9 にねじりと曲げの相関曲線の実験結果と FEM 解析結果の比較を示す．また，**表-3.2** に各イベントにおけるねじりモーメント及び曲げモーメントを示す．さらに，**表-3.3** には，ねじりと曲げの相関曲線の実験結果と解析結果の誤差率 e を示した．なお，誤差率 e は式（3.1）より求めた．

$$e = \frac{\sqrt{Mt_{FEA}{}^2 + Mb_{FEA}{}^2} - \sqrt{Mt_{Exp.}{}^2 + Mb_{Exp.}{}^2}}{\sqrt{Mt_{Exp.}{}^2 + Mb_{Exp.}{}^2}} \tag{3.1}$$

ここに，Mt_{FEA} ：解析より得られたねじりモーメント（kNm）

Mb_{FEA} ：解析より得られた曲げモーメント（kNm）

$Mt_{Exp.}$ ：実験より得られたねじりモーメント（kNm）

$Mb_{Exp.}$ ：実験より得られた曲げモーメント（kNm）

軸応力比 0%，帯鉄筋間隔 30mm でのひび割れ相関曲線は，FEM 解析結果が実験結果に比べて小さくなった．これは，実験においてひび割れは目視で判定されることから，ひび割れの判定がわずかに遅れたことが原因と考えられる．一方，ねじり降伏相関曲線，曲げ降伏相関曲線に関しては比較的精度よく実験結果を再現したといえる．

また，軸応力比 10%，帯鉄筋間隔 30mm の場合においても，FEM 解析より得られたひび割れ相関曲線は実験結果を下回る結果となった．ねじり降伏相関曲線は精度よく再現された．一方，曲げ降伏相関曲線については，ねじり卓越型において，実験では主鉄筋降伏が確認されたものの，FEM 解析では主鉄筋降伏が確認されなかった．中間型，曲げ卓越型については，精度よく再現されたといえる．

軸応力比 10%，帯鉄筋間隔 60mm の場合，その他のケースと同様に，解析より得られたひび割れ相関曲線は実験より得られたひび割れ相関曲線に比べて小さく描かれた．しかし，ねじり降伏相関曲線及び曲げ降伏相関曲線は誤差率が概ね 10%前後を示しており，比較的精度よく再現された．

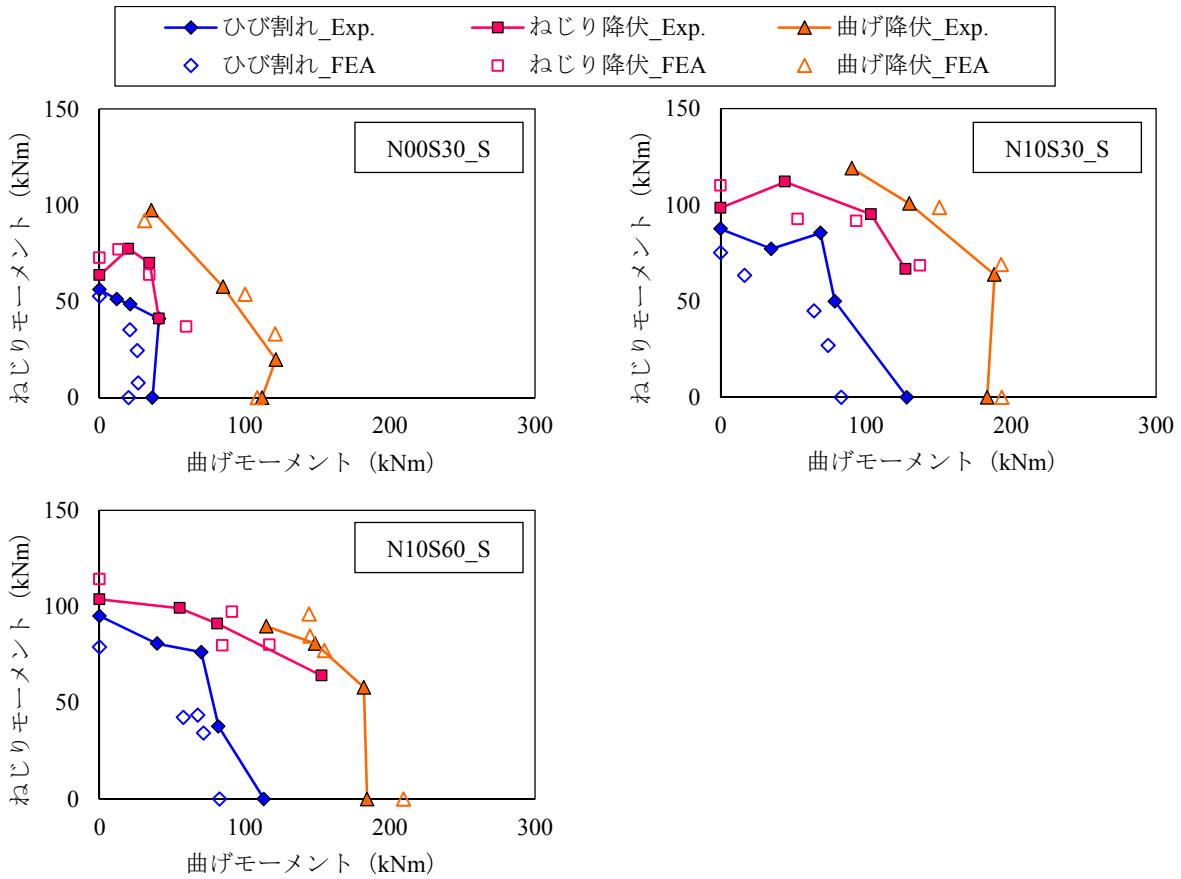


図-3.9　ねじりと曲げの相関曲線の再現性

表-3.2　各イベントにおけるねじりモーメント及び曲げモーメント
（充実断面シリーズ）

シリーズ	イベント		載荷比率				
			純ねじり	ねじり卓越	中間	曲げ卓越	純曲げ
N00S30_S	ひび割れ	Mb	0.0	20.9	26.0	26.7	20.2
		Mt	52.7	35.3	24.5	7.6	0.0
	ねじり降伏	Mb	0.0	13.3	34.4	59.7	
		Mt	72.6	77.0	63.8	36.9	
	曲げ降伏	Mb		31.0	100.3	121.0	108.7
		Mt		92.0	53.6	33.1	0.0
N10S30_S	ひび割れ	Mb	0.0	16.5	64.3	74.2	83.1
		Mt	75.1	63.3	44.8	26.9	0.0
	ねじり降伏	Mb	0.0	53.1	93.4	137.3	
		Mt	110.0	92.6	91.7	68.4	
	曲げ降伏	Mb			150.7	193.3	193.8
		Mt			98.5	68.9	0.0
N10S60_S	ひび割れ	Mb	0.0	67.7	57.7	71.6	82.7
		Mt	78.9	43.5	42.3	34.2	0.0
	ねじり降伏	Mb	0.0	91.3	84.6	117.0	
		Mt	114.2	97.2	79.8	80.1	
	曲げ降伏	Mb		144.3	145.0	155.1	209.4
		Mt		96.1	84.6	77.1	0.0

Mb：曲げモーメント　Mt：ねじりモーメント

表-3.3　ねじりと曲げの相関曲線の解析結果と実験結果の誤差率
（充実断面シリーズ）

シリーズ	イベント	載荷比率				
		純ねじり	ねじり卓越	中間	曲げ卓越	純曲げ
N00S30_S	ひび割れ	0.06	0.22	0.33	0.52	0.45
	ねじり降伏	0.14	0.02	0.07	0.21	
	曲げ降伏		0.07	0.11	0.02	0.03
N10S30_S	ひび割れ	0.14	0.23	0.28	0.15	0.35
	ねじり降伏	0.12	0.11	0.07	0.07	
	曲げ降伏			0.09	0.03	0.06
N10S60_S	ひび割れ	0.17	0.10	0.31	0.12	0.27
	ねじり降伏	0.10	0.17	0.05	0.15	
	曲げ降伏		0.19	0.01	0.09	0.14

（3）ひび割れ分布図

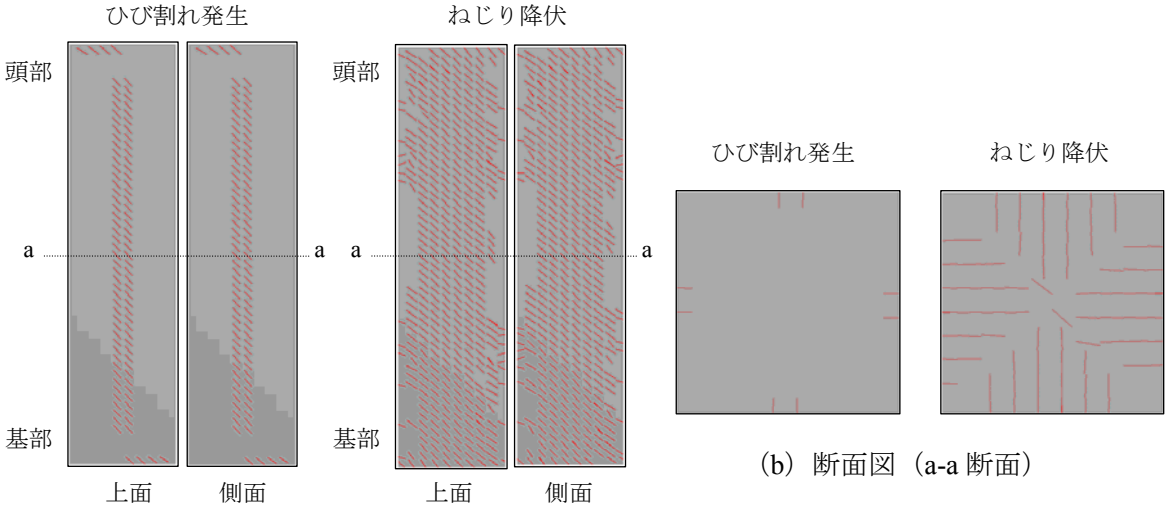
図-3.10 に軸応力比 0%，帯鉄筋間隔 30mm の純ねじり載荷のケースにおける有限要素解析により得られたひび割れ分布を示す．なお，ひび割れは図中赤線で示され，ひび割れが初めて確認されたひび割れ発生時及びねじり剛性が急激に低下するねじり降伏発生時のひび割れ分布を示した．また，断面図は柱中央断面のものを示した．

全体図より，断面の中央よりひび割れが発生し始めており，供試体上面及び側面ともに同様のひび割れが確認された．ひび割れ発生時から，さらに大きなねじりモーメントが作用することによって，ひび割れが上面，側面全体に広がることがわかる．また，断面図より，ひび割れ発生時時に表面で生じていたひび割れが，ねじり降伏時には断面の中央まで進展していることがわかる．

また，**図-3.11** に軸応力比，帯鉄筋間隔の違いによる純ねじりひび割れ分布の変化を示す．軸応力比 0%の場合，軸応力による圧縮応力が働かないため，軸応力比 10%の場合よりも広範囲でひび割れが発生した．また，軸応力比 0%の場合，部材軸に対してほぼ 45°のひび割れが発生したのに対して，軸応力比 10%の場合は部材軸に対して 45 度よりも小さい角度のひび割れが発生した．帯鉄筋間隔の違いによるひび割れ分布の変化はほぼ見られなかった．

さらに，**図-3.12** に軸応力比 10%，帯鉄筋間隔 30mm の 5 つの載荷パターン（純ねじり型，ねじり卓越型，中間型，曲げ卓越型，純曲げ型）の場合のひび割れ分布の比較を示す．ねじり卓越型では，純ねじり型と同様に，断面中央で生じたひび割れが徐々に隅角部へ広がっていくことが確認される．また，上面，側面ともにらせん状のひび割れが生じていた．しかし，中間型では，斜め方向のひび割れが柱基部より発生し始めることがわかる．加えて，ねじり降伏においては，側面が上面に比べてひび割れが広く分散していることが確認でき，上面と側面でひび割れの分布状況に違いが生じた．曲げ卓越型，純曲げ型では，基部側面において，水平ひび割れが発生し，側面では柱全体にひび割れが分散するのに対し，上面では主に基部においてひび割れが生じていることがわかる．

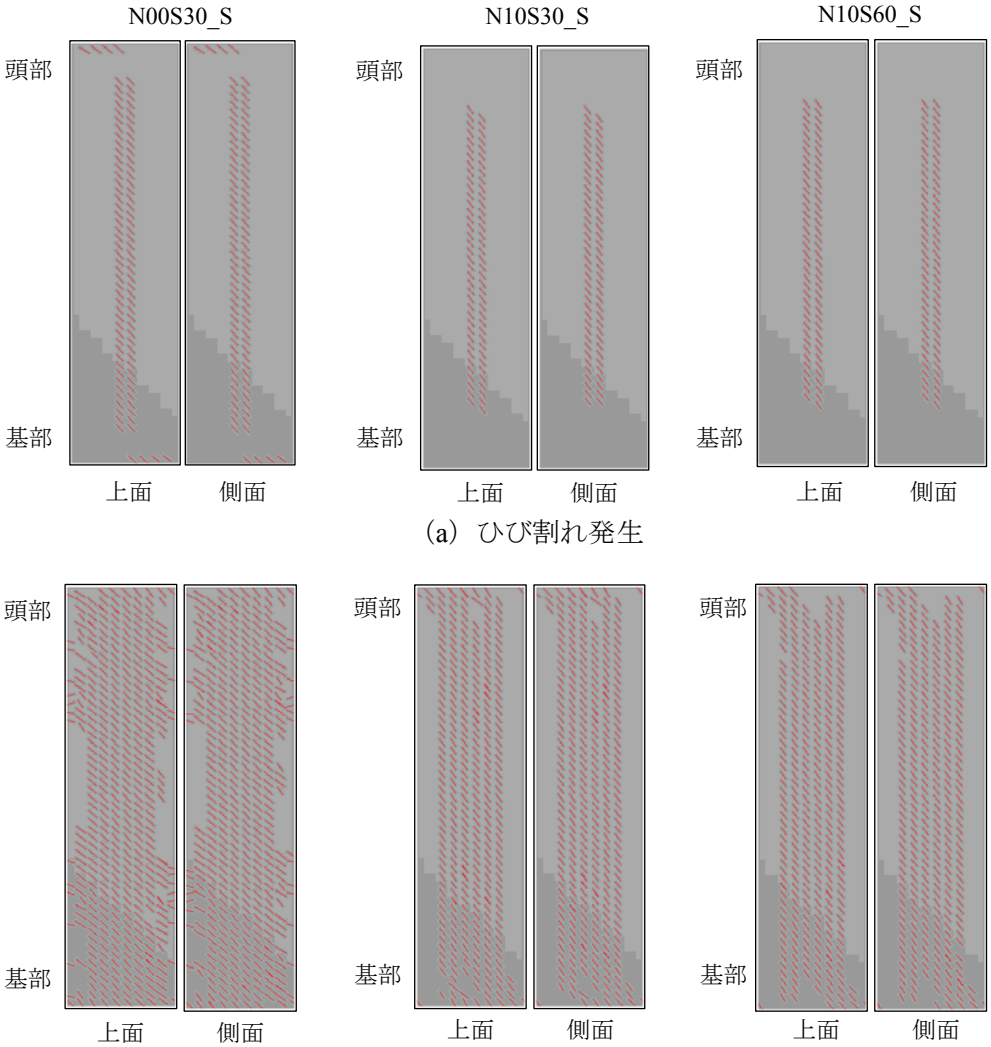
したがって，第 2 章で示した実験における破壊状況と同様に，ねじりモーメントのみが作用する状態から，曲げモーメントが作用する比率が大きくなるにつれて，柱中央で生じたひび割れが基部付近に移行する傾向を再現することができたといえる．



(b) 断面図（a-a 断面）

(a) 全体図

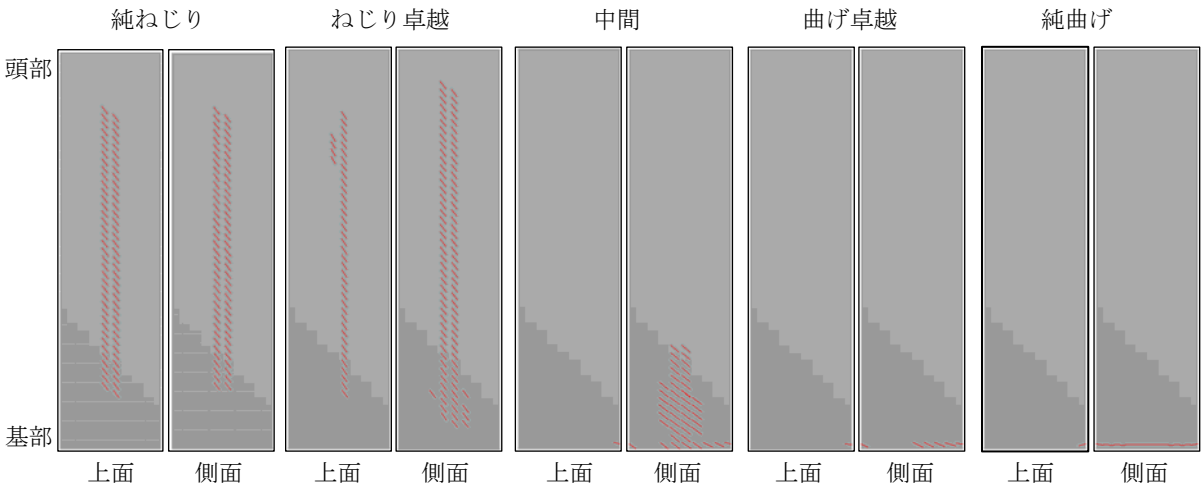
図-3.10 有限要素解析より得られたひび割れ分布（N00S30_S）



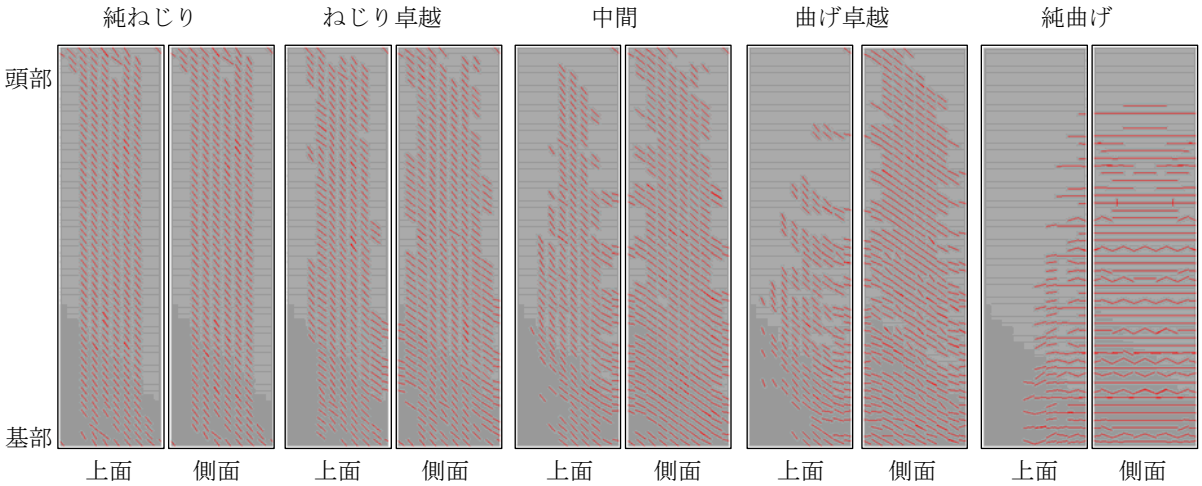
(a) ひび割れ発生

(b) ねじり降伏

図-3.11 軸応力比，帯鉄筋間隔に応じた純ねじりひび割れ分布の変化



(a) ひび割れ



(b) ねじり降伏（純曲げのみ曲げ降伏）

図-3.12　載荷比率に応じたひび割れ分布の変化（N10S30_S）

3.2.2 1室中空断面シリーズ

(1) 履歴曲線

図-3.13 に1室中空断面シリーズにおける純ねじり履歴曲線の実験結果と解析結果の比較を示す．**図-3.9** より，全てのケースにおいて，実験の初期剛性やねじり降伏以後の剛性，除荷勾配はFEM解析によって比較的精度よく再現された．しかし，最大耐力以後の剛性では，中空壁厚60mm，帯鉄筋間隔30mmの実験では，最大耐力直後に急激な耐力低下が見られるのに対し，解析では最大耐力以降の剛性低下が緩やかであった．実験の最大耐力直前では，主鉄筋軸方向のひび割れが確認された．軸方向ひび割れが発生すると，コンクリートと鉄筋の付着が消失するとともに，かぶり剥離が助長されることが知られている[8]．実験で最大耐力以後に急激な耐力低下が見られたのは，このかぶり剥離による有効断面の減少が原因であると考えられる．一方，解析では，隅角部での軸方向ひび割れを再現することができず，軸方向ひび割れやそれに伴うかぶり剥離といった離散的な現象を再現できなかったため，最大耐力以後の急激な剛性低下を評価できなかったと考えられる．

また，中空壁厚 100mm，帯鉄筋間隔が 30mm 及び 60mm の 2 ケースについても，最大耐力到達後の剛性低下を再現できなかった．これも，中空壁厚 60mm，帯鉄筋間隔 30mm の場合と同様に，本解析モデルではコンクリートと鉄筋の付着性状を適切に表現することができていないことが原因であると考えられる．

なお，ねじり降伏耐力は壁厚が厚いほど，最大耐力は帯鉄筋間隔が密なほど向上することが実験結果より考察されたが，解析においても同様の傾向を示した．したがって，ねじり降伏耐力，最大耐力に対する再現性は良好であるといえる．

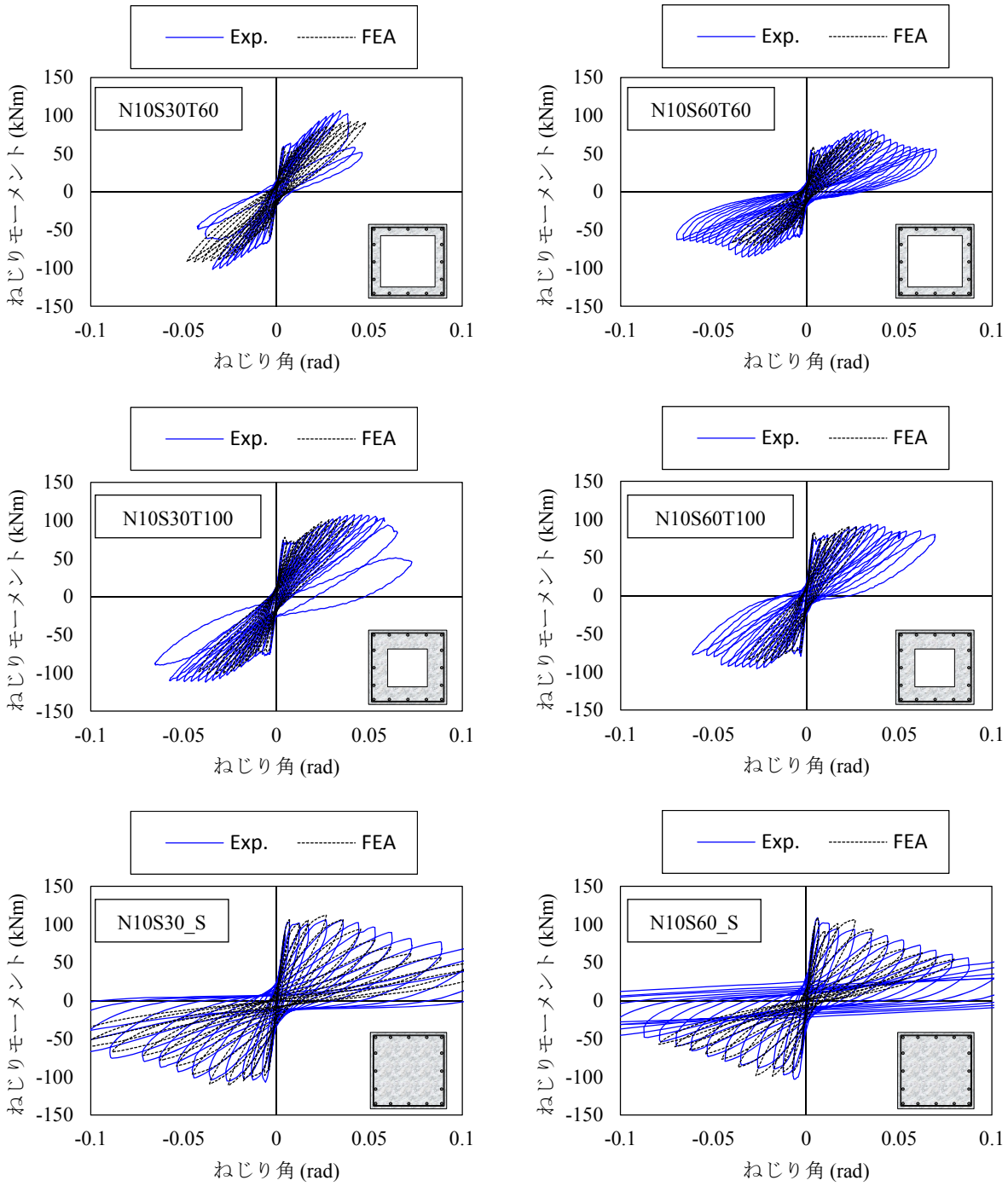
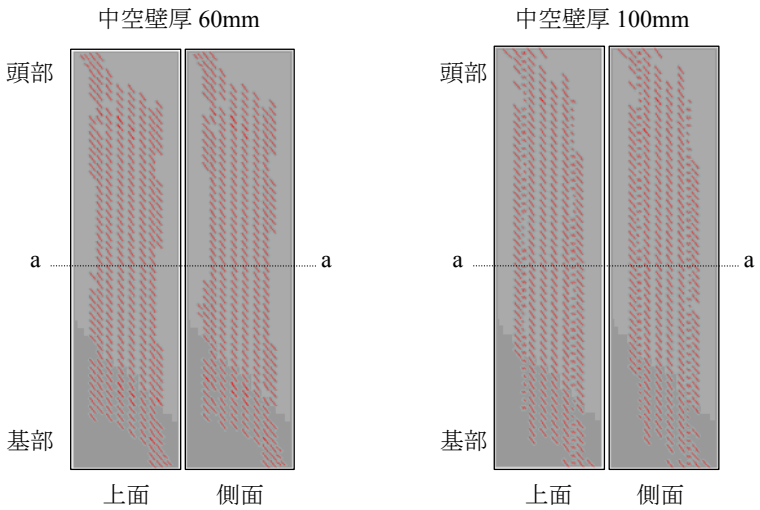


図-3.13　純ねじり履歴曲線の再現性（1 室中空断面シリーズ）

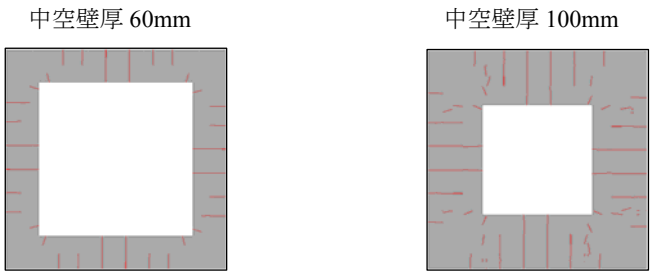
（2）ひび割れ分布図

図-3.14 に 1 室中空断面供試体に対する実験をシミュレーションした再現解析により得られたひび割れ分布を示す．**図-3.14** は軸応力比 10%，帯鉄筋間隔 30mm の中空壁厚 60mm，100mm のねじり降伏時の解析結果を示した．

充実断面シリーズに対する再現解析では，ひび割れは断面中央付近で生じたひび割れが隅角部の方へ進展するとともに，表面から断面中心に向かってひび割れが進展し始め，中心まで到達した時点でねじり剛性が急激に低下するねじり降伏が発生することが確認された．1 室中空断面シリーズの場合も充実断面シリーズと同様に，断面の中央でひび割れが生じ始めることがわかる．また，1 室中空断面シリーズの場合は，断面中心にコンクリートが存在しないことから，ひび割れが中空内面まで到達することによって，ねじり降伏が発生することが確認された．



（a）全体図



（b）断面図（a-a 断面）

図-3.14　有限要素解析より得られたひび割れ分布（1 室中空断面シリーズ）

3.2.3 3 室中空断面シリーズ

(1) 履歴曲線

図-3.15 に純荷重時のねじり履歴曲線及び曲げ履歴曲線の実験結果と FEM 解析結果の比較を示す．また，**図-3.16** に 3 室中空断面シリーズにおける履歴曲線の実験結果と FEM 解析結果の比較を示す．純ねじり履歴曲線は，最大耐力付近までは比較的精度よく再現されているが，解析では実験に比べて耐力低下が緩やかであった．これは，3 室中空断面シリーズでは，実験において最大耐力付近でのかぶりコンクリートの剥離，剥落が生じたが，解析ではこのような離散的な現象を再現することができないためと考えられる．一方，純曲げ履歴曲線では，解析が早い段階でストップし，最大耐力までの再現性を確認することができなかった．これは，軸応力比が 20%と，大きな軸応力を作用させていることから，解析における主鉄筋降伏以降に圧縮軟化要素が急増し，計算が不安定化したと考えられる．

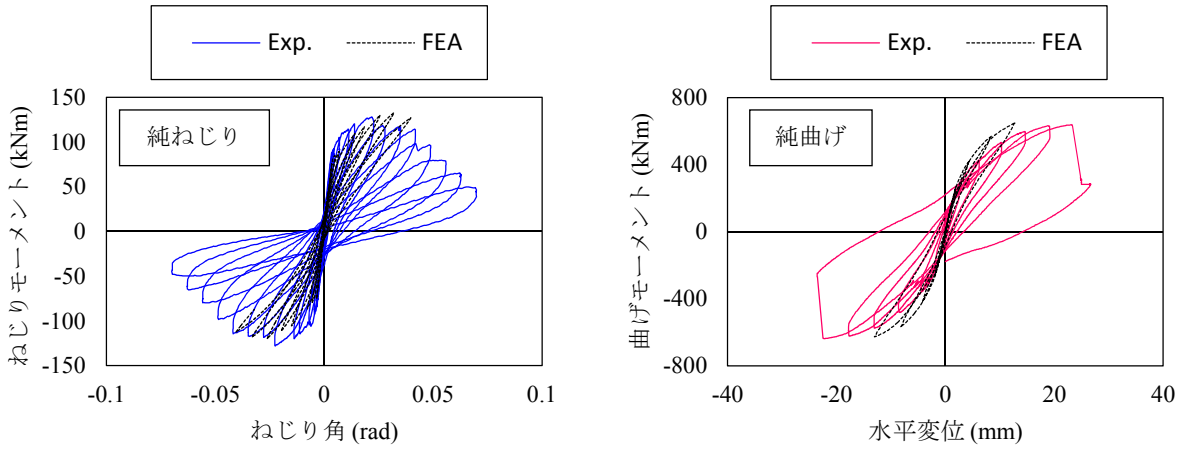


図-3.15　純荷重時の履歴曲線の再現性（3 室中空断面シリーズ）

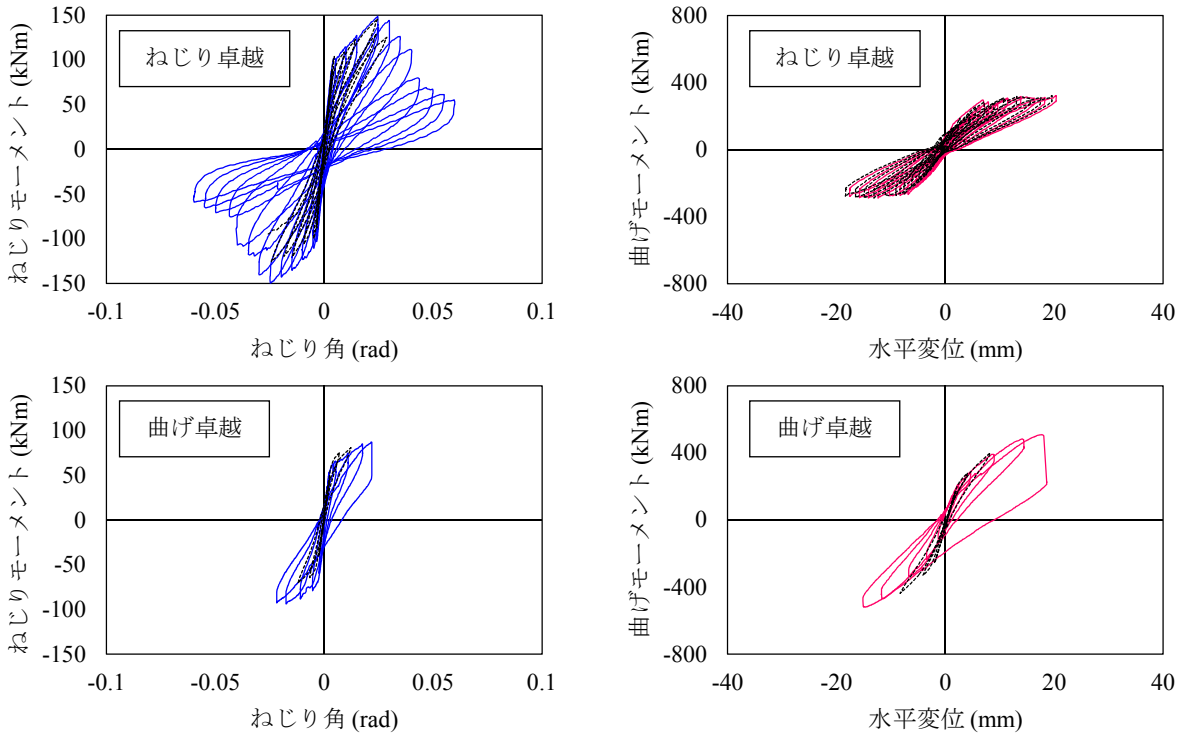


図-3.16　複合荷重時の履歴曲線の再現性（3 室中空断面シリーズ）

(2) ねじりと曲げの相関曲線

図-3.17 に 3 室中空断面シリーズに対する有限要素解析及び実験より得られたねじりと曲げの相関曲線の比較を示す．また，**表-3.4** に解析より得られた各イベントにおけるねじりモーメント及び曲げモーメントを，**表-3.5** にはねじりと曲げの相関曲線の誤差率を示す．なお，誤差率は式（3.1）より求めた．

ひび割れ相関曲線は，充実断面シリーズと同様に解析結果が実験結果を下回る結果となった．これは，実験ではひび割れを目視で確認するのに対して，解析ではひび割れが生じた要素が 1 つでも確認した時点のねじりモーメント，曲げモーメントを抽出することから，解析が実験に比べて早い段階でひび割れの発生が確認され，小さな相関曲線を描いたと考えられる．しかし，ねじり降伏相関曲線及び曲げ降伏相関曲線については，解析は実験を比較的精度よく再現されたといえる．ねじり降伏相関曲線の誤差率は 10%程度，曲げ降伏相関曲線は 4%以下に留まっていることからも，有限要素解析の再現性が確認された．

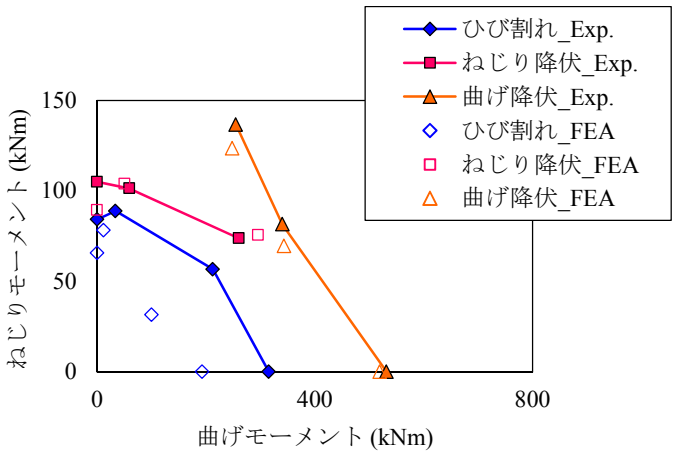


図-3.17　ねじりと曲げの相関曲線の再現性（3 室中空断面シリーズ）

表-3.4　各イベントにおけるねじりモーメント及び曲げモーメント

イベント		載荷比率			
		純ねじり	ねじり降伏	曲げ卓越	純曲げ
ひび割れ	Mb	0.0	11.9	100.0	193.0
	Mt	65.6	78.2	31.5	0.0
ねじり降伏	Mb	0.0	50.7	295.5	
	Mt	89.3	103.8	75.5	
曲げ降伏	Mb		248.0	343.1	519.2
	Mt		123.6	69.5	0.0

Mb：曲げモーメント　Mt：ねじりモーメント

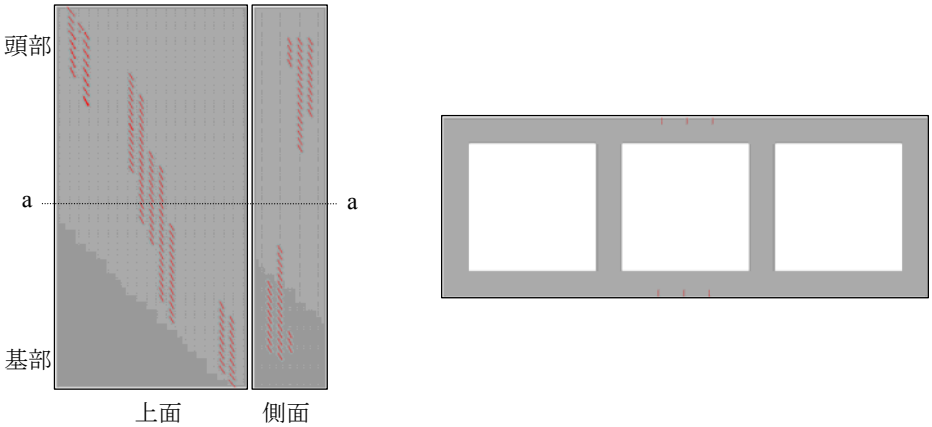
表-3.5　ねじりと曲げの相関曲線の解析結果と実験結果の誤差率

イベント	載荷比率			
	純ねじり	ねじり降伏	曲げ卓越	純曲げ
ひび割れ	0.22	0.17	0.52	0.39
ねじり降伏	0.15	0.02	0.13	
曲げ降伏		0.04	0.00	0.02

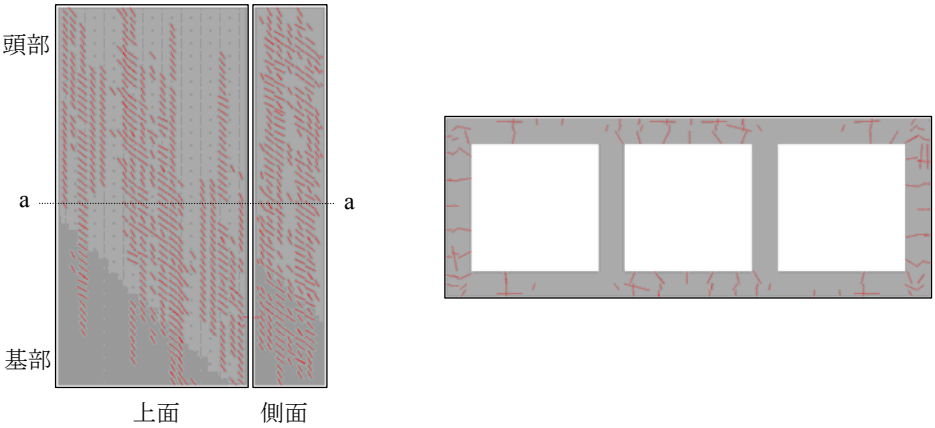
（3）ひび割れ分布図

図-3.18，**図-3.19** に 3 室中空断面シリーズに対する再現解析によって得られたひび割れ分布を示す．**図-3.18** には，3 室中空断面シリーズにおける純ねじり型のひび割れ分布を示す．また，**図 3.19** には，載荷比率に応じたひび割れ分布の変化を示す．充実断面及び 1 室中空断面シリーズの場合は，初めに断面中央にひび割れが確認され，徐々に全体に広がる傾向，また上面と側面でほぼ同じひび割れ分布形状となる傾向を示した．3 室中空断面部材の場合，上面ではひび割れが斜めに生じ，側面では基部，頭部付近でのみ生じるといいったその他のシリーズと異なる傾向が確認された．しかし，ひび割れが中空内面まで到達したことにより，ねじり降伏が発生する点は類似していた．

図-3.19 より，複合荷重が作用する場合のひび割れ状況が変化する傾向は，充実断面シリーズの場合と同様に，純ねじり型からねじり卓越型，曲げ卓越型，純曲げ型と曲げモーメントの比率が大きくなるにつれて，ひび割れが部材全体から基部付近で卓越するように生じた．

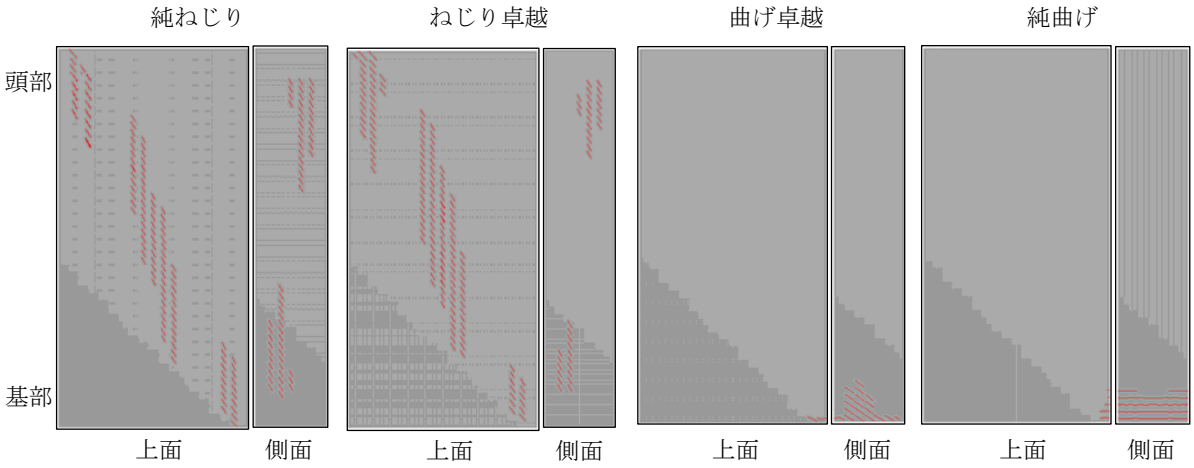


(a) ひび割れ発生時

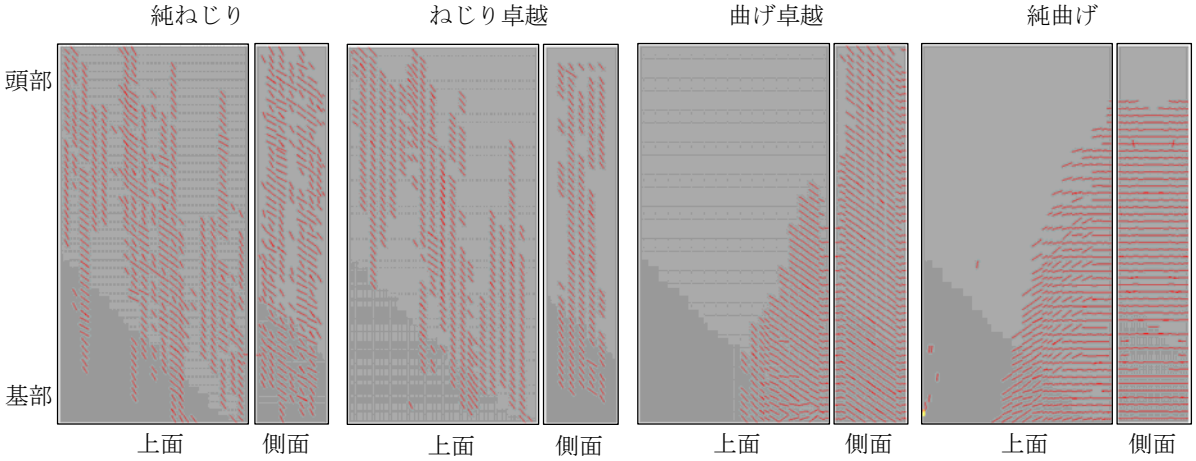


(b) ねじり降伏発生時

図-3.18　有限要素解析より得られたひび割れ分布（3 室中空断面シリーズ）



(a) ひび割れ



(b) ねじり降伏

図-3.19 載荷比率に応じたひび割れ分布の変化（3 室中空断面シリーズ）

3.3 本章のまとめ

本章では，充実断面，1 室中空断面，3 室中空断面シリーズそれぞれに対して 3 次元有限要素解析モデルを作成し，実験をシミュレーションした再現解析を実施した．

その結果，充実断面シリーズ，1 室中空断面シリーズ，3 室中空断面シリーズの純ねじり型の再現解析より，充実断面シリーズの場合は，ひび割れが断面中心まで，1 室中空及び 3 室中空断面シリーズの場合は，ひび割れが中空内面まで到達することによって，ねじり剛性が急変するねじり降伏が発生することが確認された．

充実断面シリーズ及び 3 室中空断面シリーズにおいて，解析は純ねじり型，純曲げ型の実験より得られた履歴曲線を比較的良好に再現したが，複合荷重を作用させた場合，卓越しない側，つまりねじり卓越型の曲げ履歴曲線，曲げ卓越型のねじり履歴曲線の再現性に課題が残る．有限要素解析結果より，ねじりと曲げの相関曲線を作成すると，解析のひび割れ相関曲線は実験より全体的に下回るが，ねじり降伏相関曲線及び曲げ降伏相関曲線は比較的良好に再現された．また，複合荷重を作用させた場合に，曲げモーメントの比率が大きくなるにつれて，ひび割れ分布が基部に集中する傾向を解析でも捉えることができた．

1 室中空断面シリーズに対する再現解析においても，最大耐力までの履歴曲線を良好に再現することができており，本解析モデルを使用することで，中空壁厚の変化，軸応力の変化による剛性や耐力の変化を評価することができることが明らかになった．

参考文献

1) 長沼一洋：三軸圧縮下のコンクリートの応力～ひずみ関係，日本建築学会構造系論文集, 第 474 号, pp.163-170,1995.
2) 長沼一洋：鉄筋コンクリート壁状構造物の非線形解析手法に関する研究（その 1)，日本建築学会構造系論文報告集，第 421 号，pp.39-48,1991.
3) 長沼一洋，大久保雅章：繰返し応力下における鉄筋コンクリート板の解析モデル，日本建築学会構造系論文集，第 536 号，pp.135-142, 2000.
4) 出雲淳一，島弘，岡村甫：面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル，コンクリート工学論文，No.87.9-1, pp.107-120, 1987.
5) 長沼一洋，栗本　修，江戸宏彰：鉄筋コンクリート壁体の正負繰返し及び動的解析，日本建築学会構造系論文報告集，第 544 号，pp.125～132, 2001.
6) 米澤健次, 長沼一洋, 江戸宏彰 : RC 構造部材の三次元繰返し FEM 解析の精度向上（その 1），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅳ，pp.37-40,2001.
7) 米澤健次, 長沼一洋, 江戸宏彰 : RC 構造部材の三次元繰返し FEM 解析の精度向上（その 2），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅳ，pp.37-40,2001.
8) 後藤幸正，大塚浩司：引張を受ける異形鉄筋周辺のコンクリートに発生するひび割れに関する実験的研究．土木学会論文報告集．第 294 号．pp85-100, 1980.

第 4 章　ねじりと曲げの相関特性を考慮した地震応答解析手法の提案

第 4 章では，地震応答解析において，ねじり挙動を厳密に考慮するための解析手法を提案し，提案解析方法に必要なねじりと曲げの相関曲線，ねじり骨格曲線，ねじり履歴モデルについて，実験結果及び解析結果に基づいた提案を行った．

4.1　ねじりと曲げの相関特性を考慮した地震応答解析手法の概要

ねじり挙動を厳密に考慮した地震応答解析を実施するには，①ねじりと曲げの相関曲線，②ねじり骨格曲線，③ねじり履歴モデルの 3 つの解析ツールが必要である．**図-4.1** に 3 つの解析ツールを基にした地震応答解析の提案手法のイメージを示す．なお，**図-4.1** には，現行の耐震設計において，ねじりひび割れが生じる程大きなねじりモーメントが想定される場合に一般的である等価線形解析手法を併せて示した．

一般的な解析手法である等価線形解析の場合，ねじりと曲げの相関曲線は考慮されていない．このため，ねじりと曲げの相互作用による耐力低下が評価されず，ねじりと曲げの相関曲線は長方形で描かれる．このとき，曲げ骨格曲線はトリリニア型で表される．また，ねじり骨格曲線は

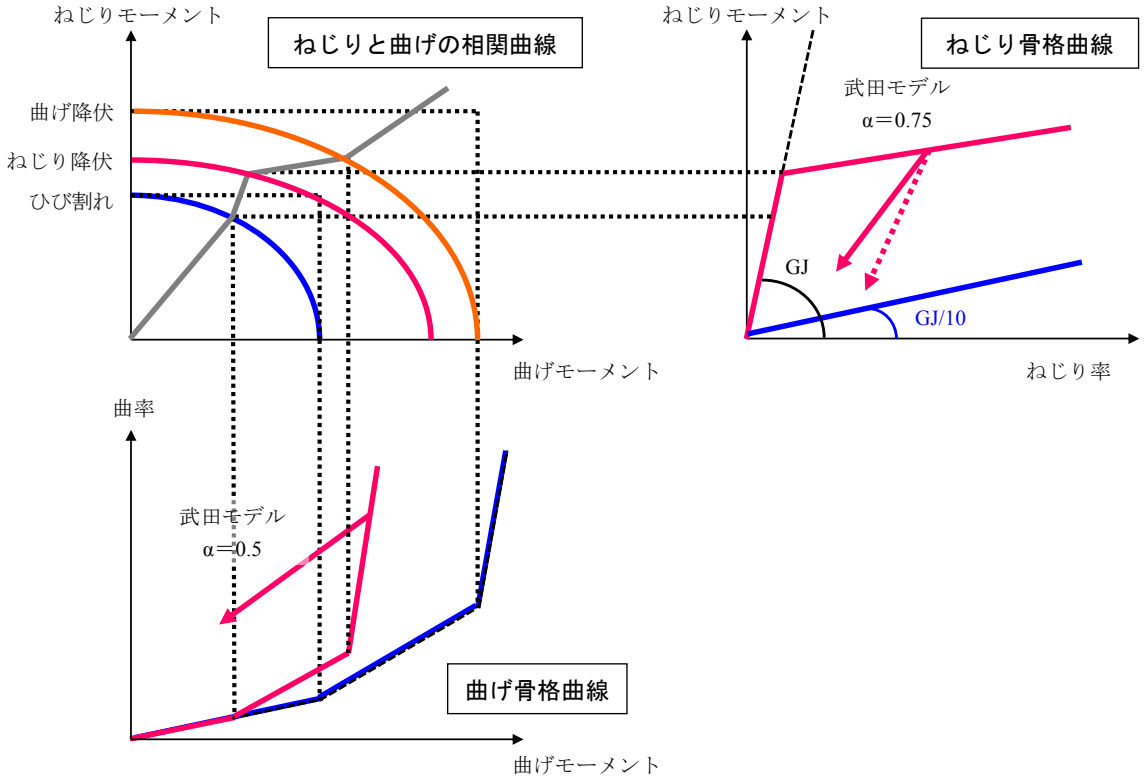


図-4.1　ねじり挙動を厳密に考慮した地震応答解析のイメージ

線形剛性 GJ，もしくは大きなねじりモーメントが生じ，ひび割れの発生が想定される場合はねじり剛性を初期剛性 GJ の 1/10 程度とした等価線形とする [1)].

しかし，第 2 章で示した通り，ねじりと曲げには相関関係が見られ，ねじりと曲げの相関曲線は，それぞれの耐力低下を考慮した曲線の形状となる．ねじり挙動を厳密に考慮するために，ひび割れ, ねじり降伏, 曲げ降伏それぞれのイベントに対するねじりと曲げの相関曲線を用意した.

地震応答解析においては，ねじりと曲げの相関曲線上に，生じたねじりモーメント，曲げモーメントをプロットする．これを，断面力経路と呼ぶが，この断面力経路がそれぞれのイベントにおけるねじりと曲げの相関曲線と交差する箇所でイベントの発生を判定し，それに応じてねじり骨格曲線，曲げ骨格曲線が変化することで，ねじりと曲げの相関特性により耐力低下を考慮した地震応答解析が可能となる.

また，履歴モデルについて，曲げ履歴モデルには一般的な地震応答解析で使用される武田モデルを適用する．このとき，除荷勾配を決定するための係数 α=0.5 とする [2)]．しかし，ねじり履歴モデルについては，これまで提案されていない．第 2 章より，ねじり履歴曲線の特徴として，初めは原点指向型を示し，徐々に逆 S 字型に変化することが知られた．武田モデルは第 2 勾配まで経験した最大点を指向し，第 3 勾配からはユーザーが α を変化させることによって，除荷勾配を変化させることができるため, ねじり履歴曲線の形状に比較的近似させることができる. このため, α に対して 0.5 よりも大きな値を設定することにより，除荷勾配を緩やかにし，ねじり履歴曲線の逆 S 字型を表現することとする．α の決定方法については，4.4 に詳細を示す.

以上より，本章では，ねじり挙動を厳密に考慮するために，第 2 章で示した実験結果及び以降に示す 3 次元有限要素解析モデルを使用したパラメトリック解析結果を基に，各解析ツールに対する提案を行う.

4.2 ねじりと曲げの相関特性の提案

4.2.1 ひび割れ相関曲線

第 3 章より，今回作成した 3 次元有限要素解析モデルでは，ひび割れ発生時のねじりモーメント，曲げモーメントを精度よく再現することができないことが明らかになった．このため，本検討では，充実断面実験結果を基に，ひび割れ相関曲線の実験式の提案を行った[3)].

（1）追加実験ケース

表-4.1 にひび割れ相関曲線を定式化するに当たり，第 2 章に示した充実断面シリーズの実験ケースに加え，軸応力比 0%，帯鉄筋間隔 60mm のケース，軸応力比 5%，帯鉄筋間隔 30mm，軸応力比 5%，帯鉄筋間隔 60mm のケースを新たに導入した．

表-4.1　実験ケース

軸応力比N_0（%）	帯鉄筋間隔S（mm）	載荷比率
0	30	純ねじり
		ねじり卓越
		中間
		中間Ⅱ
		曲げ卓越
		純曲げ
0	60	純ねじり
		ねじり卓越
		中間
		曲げ卓越
		純曲げ
5	30	純ねじり
		ねじり卓越
		中間
		中間Ⅱ
		曲げ卓越
		純曲げ
5	60	純ねじり
		ねじり卓越
		中間
		中間Ⅱ
		曲げ卓越
		純曲げ
10	30	純ねじり
		ねじり卓越
		中間
		中間Ⅱ
		曲げ卓越
		純曲げ
10	60	純ねじり
		ねじり卓越
		中間
		中間Ⅱ
		曲げ卓越
		純曲げ

（2）ひび割れ相関曲線の実験結果

図-4.2 に軸応力，帯鉄筋間隔をパラメータとした充実断面シリーズより得られたひび割れ相関曲線を示す．ひび割れ相関曲線は，全てのケースで概ね曲線的な形状を描かれており，ねじりと曲げに相関関係が確認できる．

図-4.3，**図-4.4** には，軸応力比，帯鉄筋間隔がねじりと曲げの相関曲線の形状に及ぼす影響を把握するために，横軸及び縦軸が 1 となるように正規化したねじりと曲げの相関曲線の比較を示す．ここで，**図-4.3** には同一帯鉄筋間隔のもの，**図-4.4** には同一軸応力比のものを比較し，それぞれ軸応力比，帯鉄筋間隔の違いによる相関曲線の形状の変化を表す．**図-4.3** より，帯鉄筋間隔 30mm のケースの場合，軸応力比 0%は，軸応力比 5%，軸応力比 10%のものに比べて大きな相関曲線が描かれている．また，軸応力比 5%，軸応力比 10%では履歴曲線はほぼ同様の形状を示した．帯鉄筋間隔 60mm の場合も，同様の傾向が確認された．

また，**図-4.4** より，軸応力比 0%の場合は，履歴曲線の形状に違いが見られるものの，軸応力比 5%及び軸応力比 10%では，相関曲線の形状が一致しており，帯鉄筋間隔の違いが履歴曲線の形状にそれほど影響を及ぼさなかった．

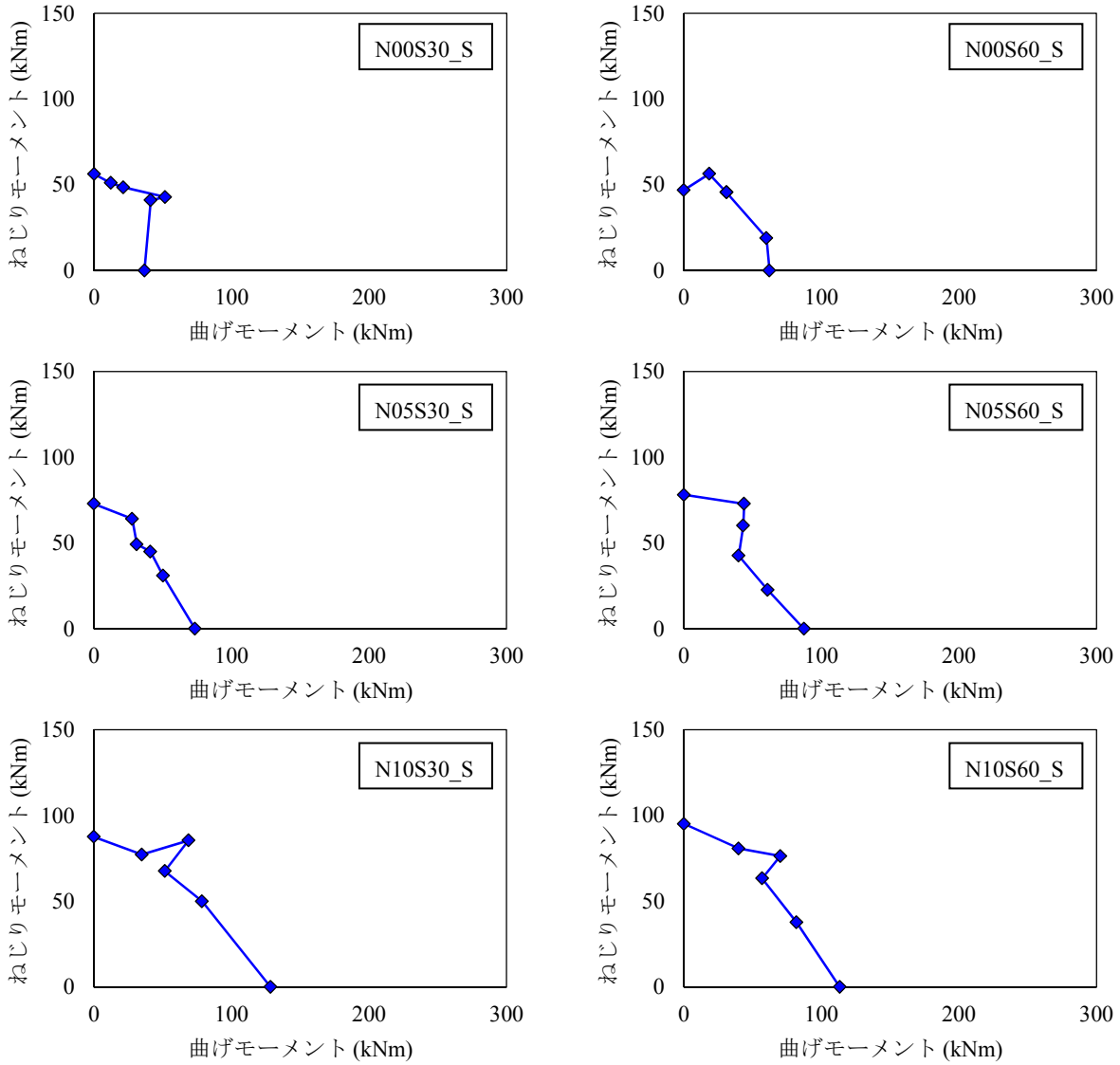
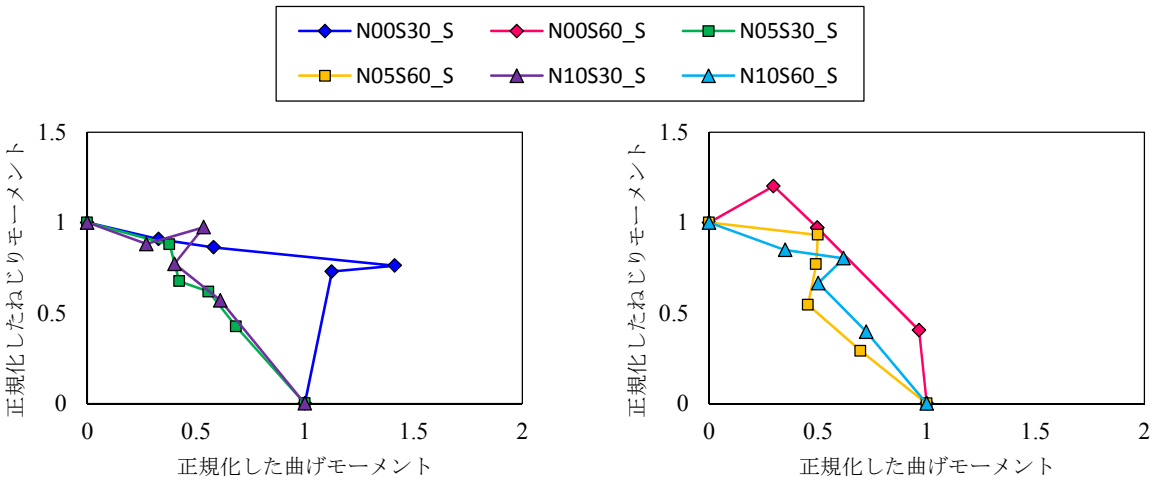
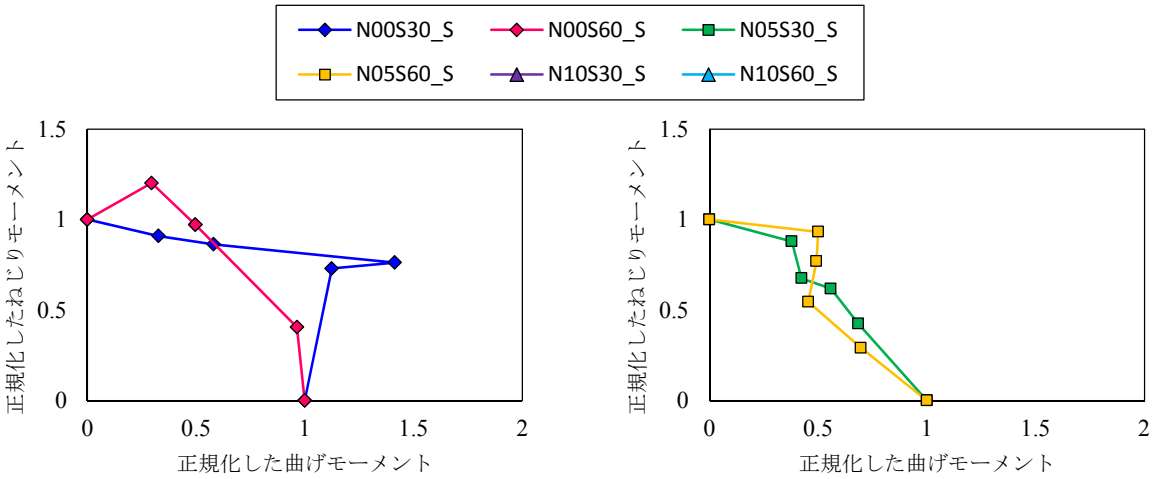


図-4.2　ねじりと曲げの相関曲線の比較（追加ケース）

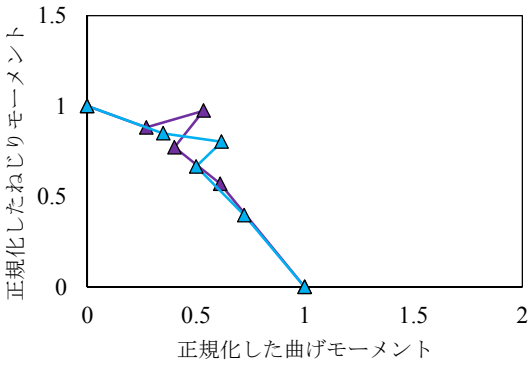


（a）帯鉄筋間隔 30mm　　（b）帯鉄筋間隔 60mm

図-4.3　正規化したねじりと曲げの相関曲線の形状に対する軸応力比の影響



（a）軸応力比 0%　　（b）軸応力比 5%



（c）軸応力比 10%

図-4.4　正規化したねじりと曲げの相関曲線の形状に対する帯鉄筋間隔の影響

(3) ひび割れ相関曲線の定式化

ひび割れ相関曲線の実験結果を踏まえ，**図-4.5** に示すような 3 折れ線型の相関曲線の実験式を提案する．提案式は斜線部分の直線を最小二乗法により定式化し，軸応力比に応じて相関曲線の形状が変化するように，軸応力比をパラメータとして考慮した．得られた提案式を式（4.1）～（4.3）に示す．

また，図-4.6 に提案したひび割れ相関曲線と実験結果の比較を示す．提案した相関曲線は各実験ケースにおける相関曲線の形状を精度よく再現していることがわかる．また，提案式を 3 室中空断面シリーズに対して適用した場合でも，相関曲線の形状を比較的表現することができており，3 室中空断面シリーズに対しても使用することができるといえる．

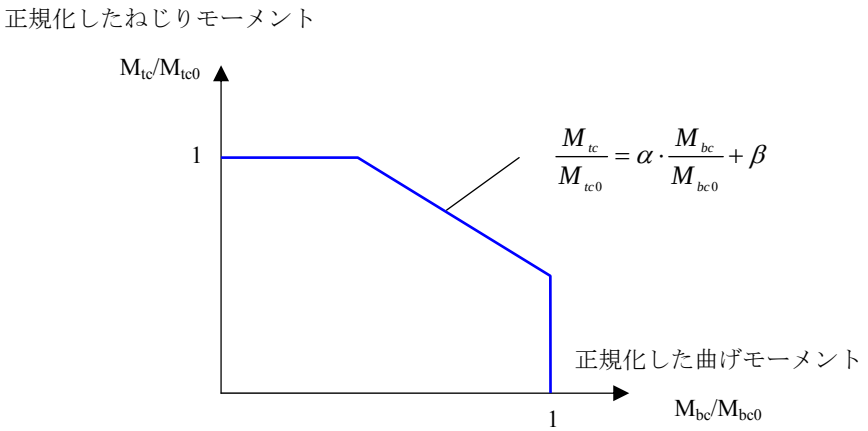


図-4.5　ひび割れ相関曲線の定式化

$$\frac{M_{tc}}{M_{tc0}} = \alpha \cdot \frac{M_{bc}}{M_{bc0}} + \beta \tag{4.1}$$

$$\begin{aligned} \alpha &= -4.51N_0 - 0.833 \\ \beta &= -3.49N_0 + 1.33 \end{aligned} \qquad (0 \leqq N_0 \leqq 0.05) \tag{4.2}$$

$$\begin{aligned} \alpha &= -1.06 \\ \beta &= 1.16 \end{aligned} \qquad (0.05 < N_0) \tag{4.3}$$

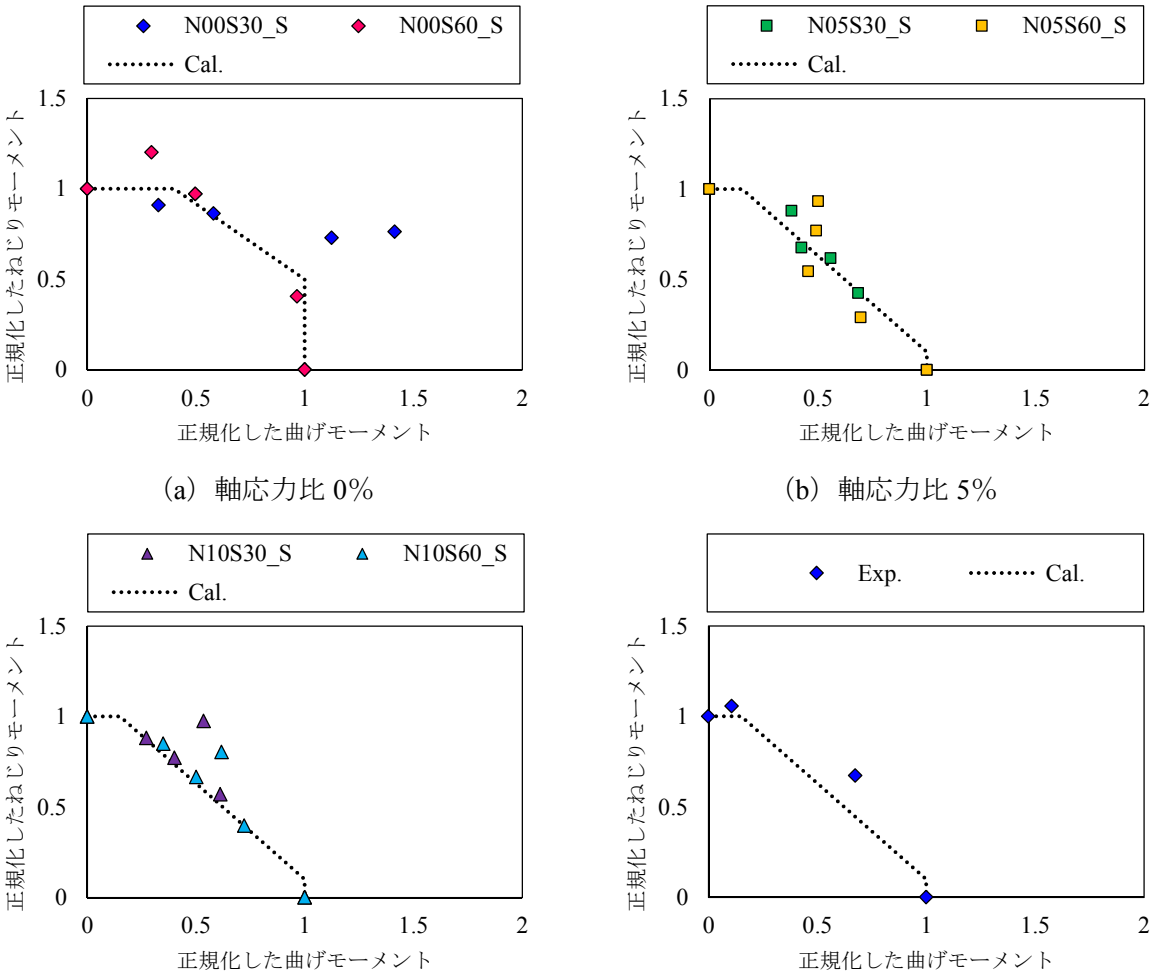
ここに，M_{tc}　：複合荷重時のひび割れねじりモーメント（kNm）

M_{tc0}　：純荷重時のひび割れねじりモーメント（kNm）

M_{bc}　：複合荷重時のひび割れ曲げモーメント（kNm）

M_{bc0}　：純荷重時のひび割れ曲げモーメント（kNm）

N_0　：軸応力比



(a) 軸応力比 0%

(b) 軸応力比 5%

(c) 軸応力比 10%

(d) 3 室中空断面

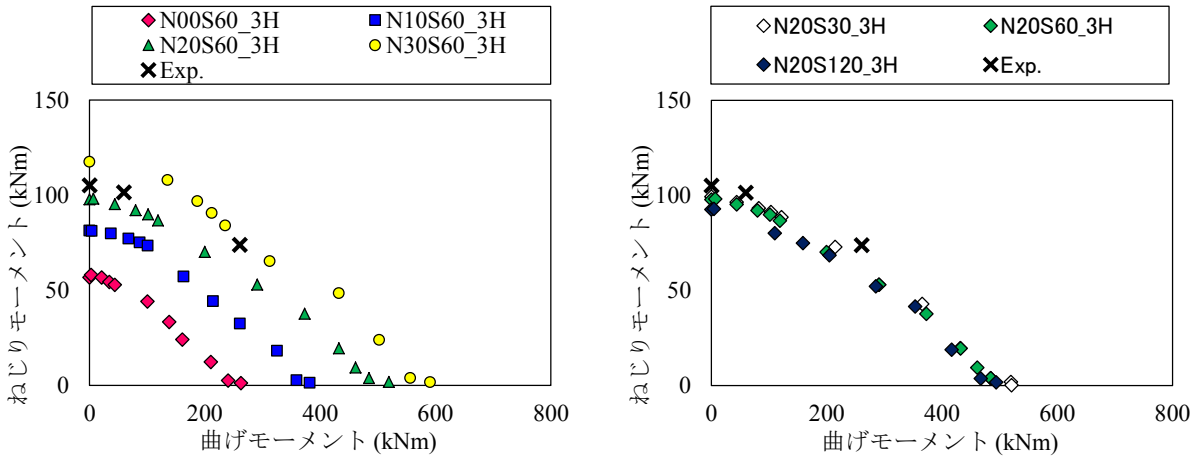
図-4.6 提案したねじりと曲げの相関曲線と実験結果の比較

4.2.2 ねじり降伏相関曲線

4.2.2 では，第 5 章において，実存 RC アーチ橋に対してねじり挙動を厳密に考慮した地震応答解析を実施することを踏まえ，3 室中空断面シリーズを模擬した有限要素解析モデルを使用し，軸応力比，帯鉄筋間隔をパラメータとした追加解析を実施した [4)].

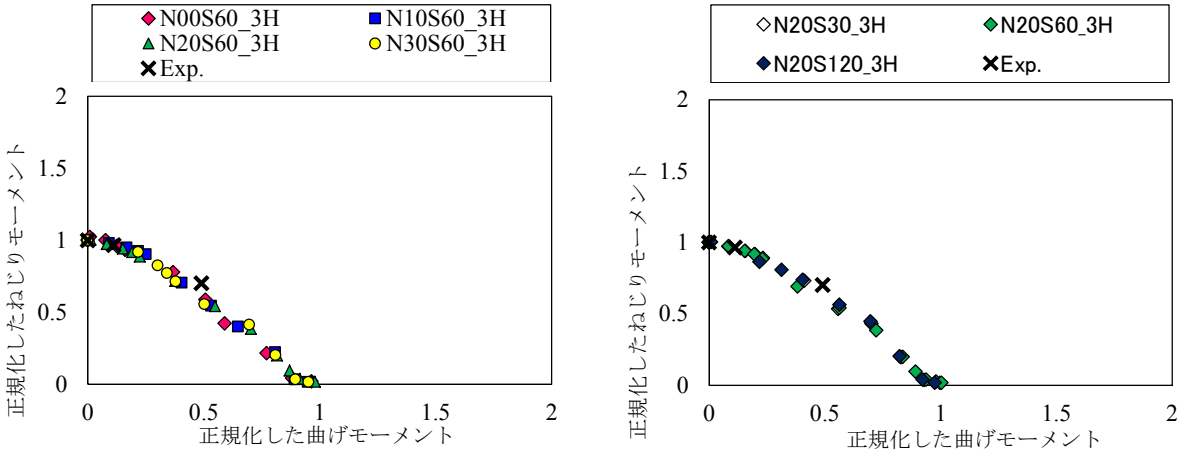
追加解析では，実験と同様の軸応力比 20%，帯鉄筋間隔 60mm を標準ケースとして，まず軸応力比を 0%, 10%, 30%と変化させた 3 パターンを実施した．また，帯鉄筋間隔は，標準ケースより密に配置された 30mm と疎に配置された 120mm とした 2 パターンを実施した．また，ねじりと曲げの載荷比率は，それぞれのパターンにおいて 0° から 90° まで，15° 刻みで変化させた．より精度良いねじり降伏相関曲線，曲げ降伏相関曲線を得るため，載荷比率が 75° 以上のねじりが大きく卓越する領域，また 15° 以下の曲げが大きく卓越する領域では，載荷比率をさらに細かく刻んだ解析を実施し，補間を行った．なお，各パラメータがねじりと曲げの相関曲線の形状に与える影響を明確に把握するため，材料強度は**表-2.1** に示した 4 体の供試体の材料試験結果の平均値を使用した．このとき，圧縮強度は 54.2N/mm^2，引張強度は 3.8N/mm^2，弾性係数は 2.56×10^4N/mm^2 であった．

追加解析により得られたねじり降伏相関曲線を**図-4.7** に示す．第 3 章より，ねじり降伏は表面



(a) 軸応力比の影響　　(b) 帯鉄筋間隔の影響

図-4.7　追加解析により得られたねじりと曲げの相関曲線



(a) 軸応力比の影響　　(b) 帯鉄筋間隔の影響

図-4.8　正規化したねじりと曲げの相関曲線

に生じたねじりひび割れが中空壁厚内面まで到達することによって生じることがわかった．また，軸応力比が 0%，10%，20%，30%と大きくなるにつれて，ひび割れの進展が抑制されるため，ねじり降伏耐力も大きくなる．その結果，ねじり降伏相関曲線は軸応力比が大きくなるほど，外側を描く傾向が確認された．一方，帯鉄筋間隔については，ねじり降伏発生時ではねじりモーメントに対して主にコンクリートのみが負担するため，帯鉄筋にはひずみが生じておらず，ねじり降伏相関曲線に帯鉄筋が与える影響は非常に小さいと考えられる．

図-4.8 には，**図-4.7** のねじり降伏相関曲線に関して，軸応力比，帯鉄筋間隔の違いによるねじり降伏相関曲線の形状への影響を把握するため，正規化したねじり降伏相関曲線を示す．ここで，正規化は，純荷重時のねじりモーメントが 1.0 となるように，各載荷比率でのねじりモーメントを純ねじり載荷時でのねじり降伏モーメントで，曲げモーメントを純曲げ載荷時の曲げ降伏モーメントで除した．**図-4.7** より，軸応力比が大きくなると，ねじり降伏耐力が上昇し，ねじり降伏相関曲線が外側を描く傾向が確認されたが，正規化したねじり相関曲線の形状を比較すると，軸応力比の違いはねじり降伏相関曲線の形状にほとんど影響を及ぼさないことがわかる．同様に，帯鉄筋間隔についても，ねじり降伏相関曲線の形状に影響を及ぼさないことが明らかになった．

以上を踏まえ，軸応力及び帯鉄筋間隔がねじり降伏相関曲線の形状に対して及ぼす影響は非常に小さいため，軸応力比及び帯鉄筋間隔をパラメータとして考慮せず，軸応力比 20%，帯鉄筋間隔 60mm の標準ケースによって得られたねじり降伏相関曲線を，最小二乗法により 2 次曲線で近似した．得られた提案式を式(4.4)に示す．

$$M_{t_ty}/M_{t_ty0} = -0.717\left(M_{b_ty}/M_{b_by0}\right)^2 - 0.401\left(M_{b_ty}/M_{b_by0}\right) + 1 \qquad (4.4)$$

ここに，M_{t_ty}　：複合荷重作用下のねじり降伏時のねじりモーメント（kNm）

M_{t_ty0}　：純荷重作用下のねじり降伏モーメント（kNm）

M_{b_ty}　：複合荷重作用下のねじり降伏時の曲げモーメント（kNm）

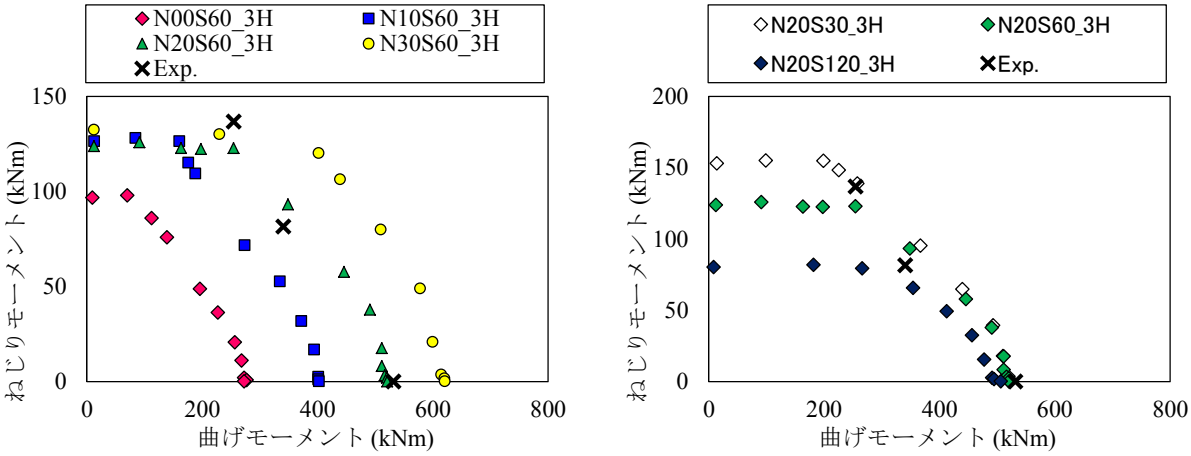
M_{b_by0}　：純荷重作用下の曲げ降伏モーメント（kNm）

4.2.3　曲げ降伏相関曲線

追加解析により得られた曲げ降伏相関曲線を**図-4.9** に示す．**図-4.9** より，曲げ降伏相関曲線は，ねじり降伏相関曲線と異なり，曲げの比率が大きい箇所では曲線的な形状を示し，ねじりの比率が大きい箇所では直線的な傾向を示した．このため，曲線的な形状の領域を領域Ⅰ，直線的な形状の領域を領域Ⅱと定義した．領域Ⅰは比較的曲げが卓越する領域であり，主鉄筋降伏により曲げ剛性が低下することが確認された．一方，ねじりが卓越する領域Ⅱでは，主鉄筋降伏が確認される以前に，曲げ剛性の低下が見られた．このとき，解析では，側面基部付近で圧縮軟化要素が増大していた．これは，ねじりモーメントにより生じたせん断応力に，曲げモーメントにより生じた垂直応力が加わることで，斜めひび割れの平行方向に対して局所的な圧縮応力が生じたため，圧縮軟化要素が急増し，曲げ剛性の低下に至ったと考えられる．

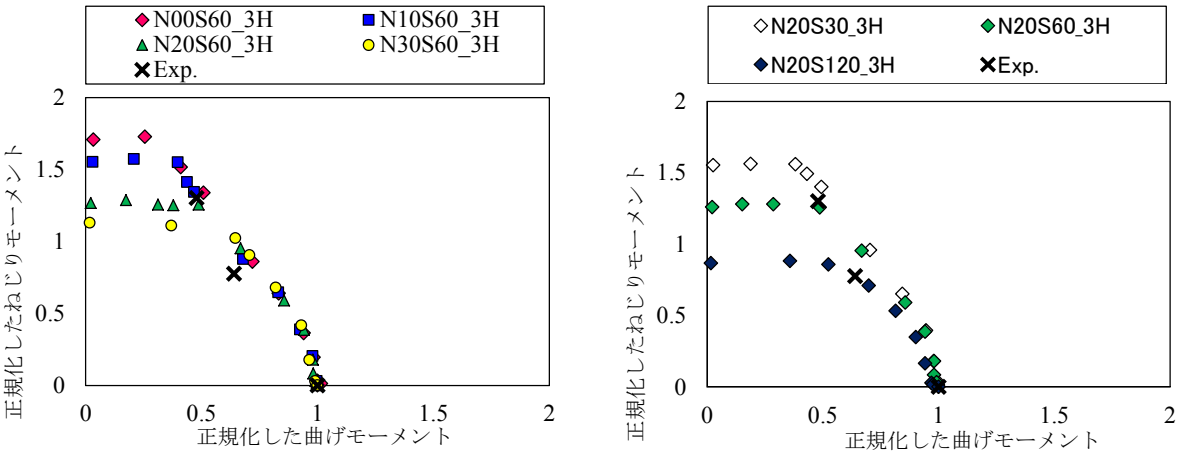
図-4.9 より，領域Ⅰでは，軸応力が大きくなるほど曲げ降伏耐力は大きくなり，曲げ降伏相関曲線は外側を描いた．領域Ⅱの場合も同様の傾向を示したが，軸応力比が 10%,20%,30%の場合，ねじりが大きく卓越する領域でねじりモーメントが頭打ちとなった．ねじりが大きく卓越する領域では，曲げ降伏が現れる時点で，多くの帯鉄筋降伏が確認された．一般的に，ねじりモーメントが作用する場合，コンクリート，主鉄筋，帯鉄筋がそれぞれねじりモーメントに対して抵抗することが知られている[5)]．このため，帯鉄筋降伏が先行すると，帯鉄筋量によってねじり耐力が決定されることになるため，大きな軸応力が作用しても，帯鉄筋量が同一であるため，ねじり耐力が頭打ちとなったと考えられる．一方，帯鉄筋間隔が密なほど曲げ降伏耐力は大きくなり，曲げ降伏相関曲線は外側を描いた．これは，帯鉄筋量の増加によって，曲げ降伏時に生じるねじりモーメントが増大したためと考えられる．

また，ねじり降伏相関曲線の場合と同様に，曲げ降伏相関曲線の形状に対する軸応力比及び帯鉄筋間隔の影響を把握するために正規化した曲げ降伏相関曲線の比較を**図-4.10** に示す．ここで，正規化は，純曲げ載荷時の曲げモーメントが 1.0 となるように，各載荷比率でのねじりモーメントを純ねじり載荷時のねじり降伏モーメントで，曲げモーメントを純曲げ載荷時の曲げ降伏モーメントで除した．**図-4.10** より，領域Ⅰでは，ねじり降伏相関曲線の場合と同様に，正規化した曲げ降伏相関曲線に対して軸応力比が与える影響は小さいことがわかる．しかし，領域Ⅱでは，



(a) 軸応力比の影響　　(b) 帯鉄筋間隔の影響

図-4.9　追加解析より得られた曲げ降伏相関曲線



(a) 軸応力比の影響　　(b) 帯鉄筋間隔の影響

図-4.10　正規化した曲げ降伏相関曲線

軸応力が大きいほど相関曲線が下方にシフトする傾向を示した．一方，帯鉄筋間隔について，領域Ⅰでは，帯鉄筋間隔が密なほど曲げ降伏相関曲線は外側を描き，領域Ⅱでは，帯鉄筋間隔が密なほど曲げ降伏相関曲線は上方にシフトした．したがって，軸応力比，帯鉄筋間隔ともに，曲げ降伏相関曲線の形状に影響を及ぼすことが明らかになった．

以上より，軸応力比及び帯鉄筋間隔を考慮した曲げ降伏相関曲線の提案を行う．なお，曲げ降伏相関曲線は曲線的な形状を示す領域Ⅰと直線的な形状を示す領域Ⅱで表されることから，それぞれの領域に対する定式化を行った．領域Ⅰは，ねじり降伏相関曲線と同様に，最小二乗法を使用した2次曲線とした．領域Ⅰでは，軸応力比の影響は小さく，帯鉄筋間隔の影響が大きいため，帯鉄筋体積比 ρ_s のみを考慮した．このとき，ρ_s は 0.675%（120mm），1.35%（60mm），2.70%（30mm）である．本検討より得られた領域Ⅰの曲げ降伏相関曲線を式（4.5）に示す．

また，領域Ⅱでは，軸応力比，帯鉄筋間隔ともに曲げ降伏相関曲線に影響を及ぼすため，軸応力比 N_0 及び帯鉄筋体積比 ρ_s を考慮した定式化を行った．領域Ⅱにおける曲げ降伏相関曲線は，式（4.6）により表される．

$$M_{t_by}/M_{t_ty0} = -(0.183\rho_S + 1.403)\{(M_{b_by}/M_{b_by0})^2 - 1\} \quad (4.5)$$

ここに，M_{t_ty}　：複合荷重作用下のねじり降伏時のねじりモーメント（kNm）

M_{t_ty0}　：純荷重作用下のねじり降伏モーメント（kNm）

M_{b_ty}　：複合荷重作用下のねじり降伏時の曲げモーメント（kNm）

M_{b_by0}　：純荷重作用下の曲げ降伏モーメント（kNm）

ρ_S　：帯鉄筋体積比

$$M_{t_by}/M_{t_ty0} = 1.268 - 2.182(N_0 - 0.2) + 0.325(\rho_s - 1.35) \quad (4.6)$$

ここに，M_{t_ty}　：複合荷重作用下のねじり降伏時のねじりモーメント（kNm）

M_{t_ty0}　：純荷重作用下のねじり降伏モーメント（kNm）

M_{b_ty}　：複合荷重作用下のねじり降伏時の曲げモーメント（kNm）

M_{b_by0}　：純荷重作用下の曲げ降伏モーメント（kNm）

N_0　：軸応力比

ρ_S　：帯鉄筋体積比

4.3 ねじり骨格曲線の提案

現在，コンクリート標準示方書においては，ひび割れ耐力，終局耐力の算出方法のみが示されており，非線形動的解析を実施するために必要な骨格曲線を導くことはできない．このため，4.3では，ねじり挙動を厳密に考慮するために必要なねじり骨格曲線の提案を行う．

4.3.1 中空壁厚をパラメータとした追加解析

第2章より，充実断面シリーズ及び1室中空断面シリーズに対する再現解析の再現性は良好であった．中空壁厚がねじり骨格曲線に与える影響を把握するため，新たに中空壁厚をパラメータとした追加解析を実施した．なお，帯鉄筋間隔は全て30mmとし，主鉄筋配置等は変化させていない．また，追加解析における材料強度は，1室中空断面シリーズの4体の平均値を使用することとし，コンクリートの圧縮強度は62.0N/mm^2，引張強度は3.6N/mm^2，ヤング率は27200N/mm^{2}であった．さらに，**図-4.11**に示すように，中空壁厚は60mmから180mmまで，20mm間隔で増加させた解析を実施した．

図-4.12に中空壁厚を変化させた追加解析結果を示す．なお，解析結果は，計算が安定して行われたところまで示した．解析結果より，中空壁厚が大きくなるにつれて，ねじり耐力も大きくなる傾向が確認された．また，中空壁厚が小さい場合はねじり降伏以降の剛性が大きく，中空壁厚が大きくなるほどねじり降伏以降の剛性が小さくなる様子が確認される．

精度よいねじり骨格曲線を提案するためには，各イベントにおけるねじり耐力と中空壁厚の関係をより詳細に明らかにする必要がある．このため，図-4.12に示した追加解析結果より，各解析ケースにおけるひび割れ，ねじり降伏，最大耐力とその時の中空壁厚を抽出する．

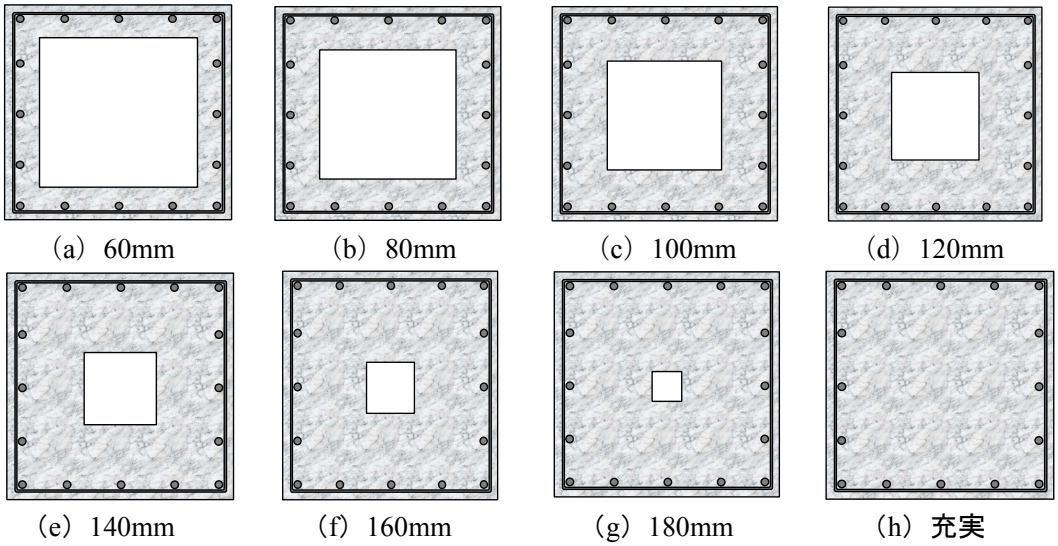


図-4.11　中空壁厚を変化させた場合の各解析モデルの断面図

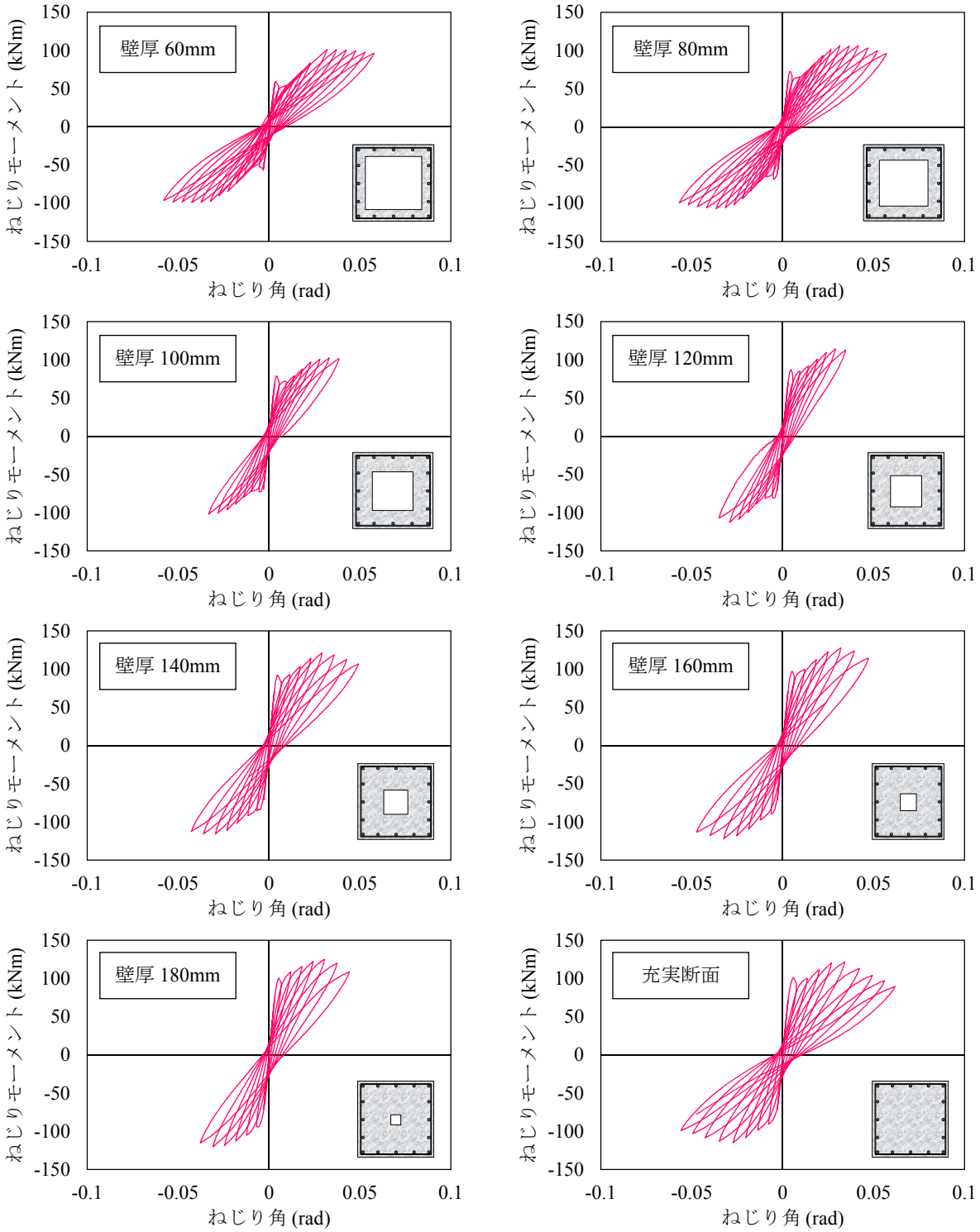
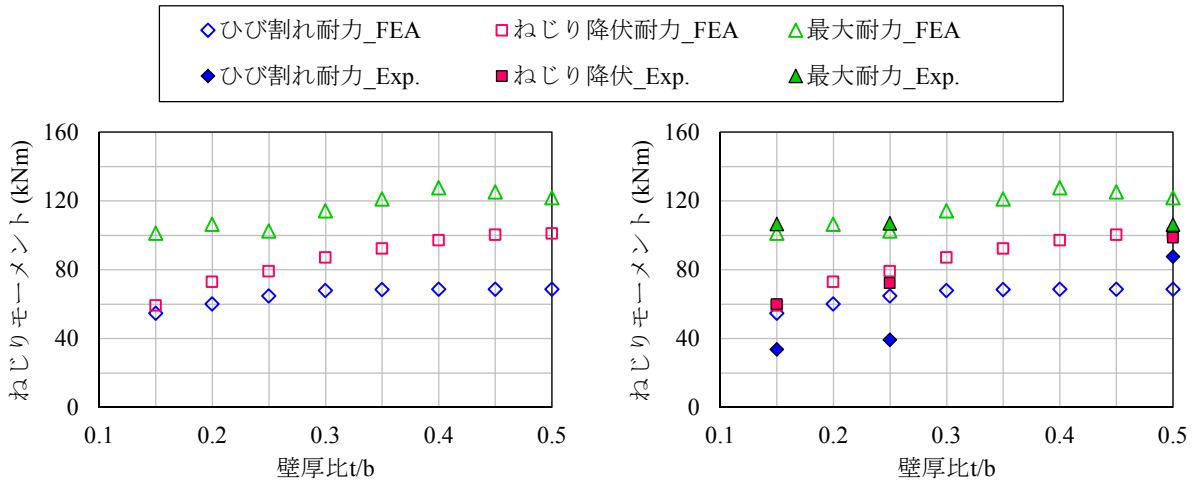


図-4.12　中空壁厚を変化させた追加解析

図-4.13 に中空壁厚を変化させた追加解析より得られた各イベントにおけるねじり耐力と中空壁厚の関係を示す．ここで，横軸は中空壁厚 t と断面辺長 b の比率を表す壁厚比とした．

中空壁厚 100mm を除いた全てのケースにおいて，ひび割れ耐力，ねじり降伏耐力，最大耐力ともに，中空壁厚が厚くなるほど，大きくなった．中空壁厚 100mm の場合に，最大耐力が小さくなったのは，鉄筋配置と中空壁厚の都合上，コンクリート要素が一部扁平な形状となっていることが原因として考えられる．また，ひび割れ耐力，最大耐力は壁厚比が 0.35 以上になると，中空壁厚が変化してもねじり耐力が変化しない傾向が確認された．

また，実験結果との比較より，ひび割れ耐力に関しては，実験結果と大きく異なる傾向を示すが，ねじり降伏耐力，最大耐力については，整合性は良好であった．



(a) 追加解析結果　　(b) 実験結果との比較

図-4.13　追加解析より得られた各イベントにおけるねじり耐力と中空壁厚の関係

4.3.2　設計値との比較とねじり骨格曲線の定式化

ねじり骨格曲線を提案する前段階として，現在設計において計算される設計値が有する精度を把握しておく必要がある．このため，本検討では，2012 年制定コンクリート標準示方書[設計編]に基づいて計算した結果を設計値とし，解析結果と比較することで，設計値の精度を確認した [6]．

(1) ひび割れ耐力

2012 年制定コンクリート標準示方書[設計編]に記載されているねじり補強鉄筋のない場合の設計ねじり耐力を設計ひび割れ耐力とし，式（4.7）より設計ひび割れ耐力を求めた．式（4.7）及び **表-4.2** より，ねじり係数 K_t は断面形状ごとに定義されており，断面形状に応じてねじり係数 K_t 及び設計ひび割れ耐力も変化する式となっていることがわかる．

$$M_{tcd} = \beta_{nt} \cdot K_t \cdot f_{td} / \gamma_b \tag{4.7}$$

$$\beta_{nt} = \sqrt{1 + \sigma'_{nd} / (1.5 f_{td})} \tag{4.8}$$

ここに，

	M_{tcd}	：設計純ねじりひび割れ耐力
	K_t	：表-4.2 に示したねじり係数
	β_{nt}	：プレストレス等の軸方向圧縮力に関する係数
	f_{td}	：コンクリートの設計引張強度
	σ'_{nd}	：軸方向力による作用平均圧縮応力度
	γ_b	：部材係数（一般に 1.3 としてよい.）

表-4.2　ねじりに関する係数

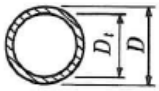
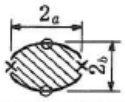
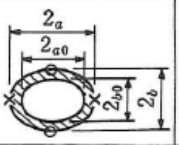
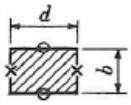
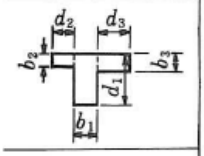
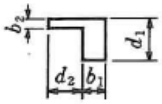
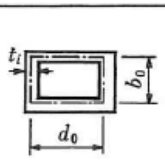
断面形状	K_t	備　　考
	$\frac{\pi D^3}{16}$	
	$\frac{\pi(D^4-D_i^4)}{16D}$	
	○点　$\pi a b^2/2$ ×点　$\pi a^2 b/2$	
	○点　$\pi a b^2(1-q^4)/2$ ×点　$\pi a^2 b(1-q^4)/2$	$q=a_0/2$ $=b_0/2$
	○点　$b^2 d/\eta_1$ ×点　$b^2 d/(\eta_1 \eta_2)$	$\eta_1=3.1+\frac{1.8}{d/b}$ $\eta_2=0.7+\frac{0.3}{d/b}$
 	$\Sigma\frac{b_i^2 d_i}{\eta_{1i}}$ b_i, d_i はそれぞれ分割した長方形断面の短辺の長さおよび長辺の長さとする.	長方形への分割はねじり剛性が大きくなるような分割とする.
	$2A_m t_i$ 箱形断面の K_t は中空断面として求めるのが原則である．ただし，部材の厚さとその厚さ方向の箱形断面の全幅との比が 0.15 を超える場合は中実断面とみなして K_t を求めるのがよい.	A_m は壁厚中心で囲まれた面積 t_i はウェブ厚

図-4.14 に，式（4.7）に 1 室中空断面シリーズにおける設計ひび割れ耐力と追加解析及び実験より得られたひび割れ耐力の比較を示す．なお，式（4.7）には，各実験ケースの材料試験結果及び追加解析において使用した 4 体の材料強度の平均値を代入した．また，本検討では，設計式の精度を明確に測るために，部材係数を 1.0 とした．

解析結果と計算結果を比較すると，壁厚比が 0.20 以上ではほぼ一致しており，精度は良好であるといえる．しかし，壁厚比 0.15 では，計算は解析を 1.20 倍大きく，危険側の評価となっている．この原因として，**表-4.2** に示されているねじりに関する係数のうち，中空断面の場合に想定するせん断応力分布と有限要素解析により得られるせん断応力分布が異なることが考えられる．

図-4.15 に有限要素解析より得られたひび割れ発生時のせん断応力分布を示す．有限要素解析では，断面の表面でせん断応力が大きく，内面では表面に比べて小さなせん断応力が生じていることがわかる．一方，中空壁厚が薄い場合，**図 4.16** に示すように，中空壁厚内で一様なせん断応力が生じることを想定するせん断流理論が適用される．式（4.9）内において，最大せん断応力 $\tau_t = \beta_{nt} f_{td}$ であることから，τ_t を計算すると，4.75N/mm^2 となる．このため，中空壁厚の内面におけるせん断応力が有限要素解析とせん断流理論で異なり，ひび割れねじりモーメントが異なったと考えられる．

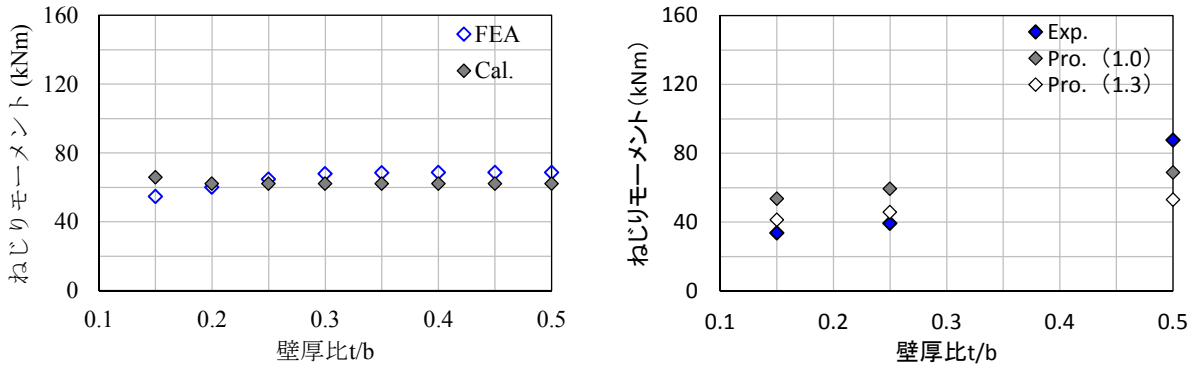
$$M_{tcd} = \beta_{ch} \cdot \beta_{nt} \cdot K_t \cdot f_{td} / \gamma_b \tag{4.9}$$

$$\beta_{ch} = 2.76\left(t/b\right) + 0.417 \qquad \left(t/b \le 0.20 \right)$$

$$\beta_{ch} = 1.0 \qquad \left(t/b > 0.20 \right) \tag{4.10}$$

ここに，　β_{ch}　：中空断面におけるせん断応力分布の違いを考慮する係数

t/b　：中空壁厚と断面辺長の比率（壁厚比）



（a）解析結果と計算結果の比較　　（b）実験結果と計算結果の比較

図-4.14　設計ひび割れ耐力の精度

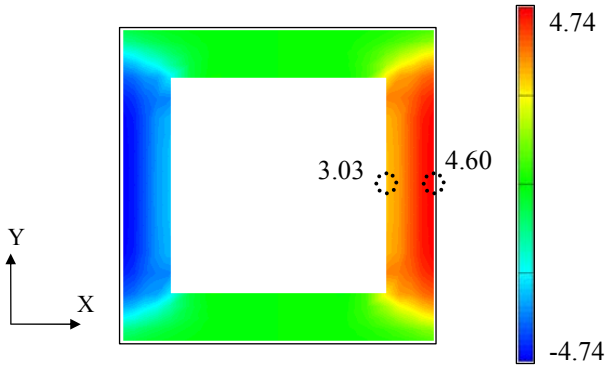


図-4.15　有限要素解析より得られた
ひび割れ発生時のせん断応力 τ_{YZ} 分布

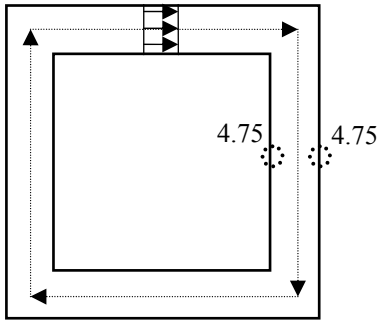
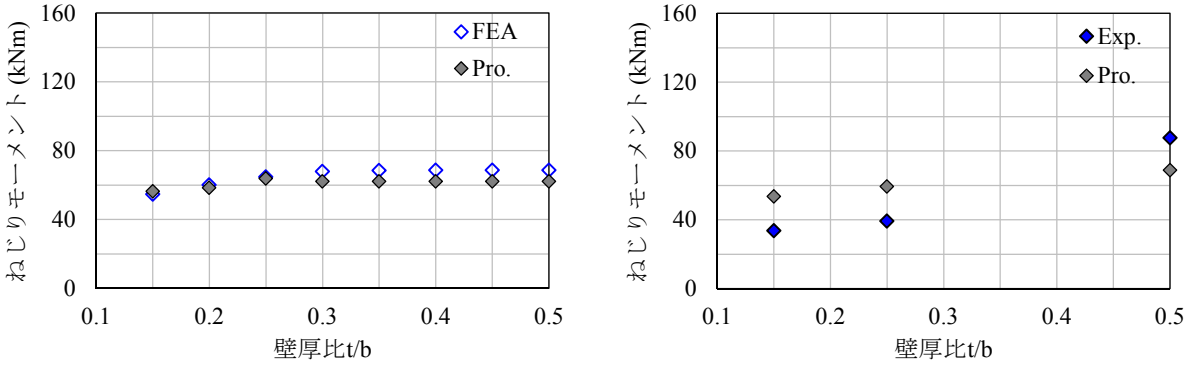


図-4.16　せん断流理論のイメージ

また，**図-4.17** に提案したひび割れ耐力式より得られた計算結果と解析結果及び実験結果との比較を示す．計算結果は，精度よく解析結果を表しており，また中空壁厚が薄いにもかかわらず，充実断面の場合よりもひび割れ耐力が大きくなるという矛盾が解消されていることがわかる．一方で，実験結果と計算結果を比較すると，従来の設計式よりえら得た計算結果よりも近づいたものの，依然として乖離する結果となった．これは，実験において，ひび割れは目視により判定することから，ひび割れ耐力が変動し得ることが原因と予想される．



(a) 解析結果と計算結果の比較　　(b) 実験結果と計算結果の比較

図-4.17　提案したひび割れ耐力式の精度

(2) ねじり降伏耐力

コンクリート標準示方書には，ねじり降伏耐力に関する記述は無く，現行の基準ではねじり降伏耐力を求めることはできない．一方で，有限要素解析は実験のねじり降伏耐力を精度よく再現することができることが明らかになったため，追加解析を基にねじり降伏耐力の定式化を行う．

図-4.18 にひび割れ発生時のせん断応力分布とねじり降伏時のせん断応力分布の比較を示す．ねじり降伏はひび割れの進展により生じる現象であり，ねじり降伏時のせん断応力分布はひび割れ発生時のせん断応力分布とそれほど変化しないことがわかる．しかし，**表-4.3** に示すように，

ねじり降伏時の最大せん断応力がひび割れ発生時に比べて大きくなっており，また中空壁厚が厚いほどその傾向が顕著である．

図-4.19 に各壁厚に応じたひび割れ発生時の最大せん断応力及びねじり降伏時の最大せん断応力を示す．ひび割れ発生時の最大せん断応力は，中空壁厚の影響を受けず，ほぼ一致したのに対し，ねじり降伏時の最大せん断応力は中空壁厚に応じて大きくなることがわかる．また，**図-4.20** には，ねじり降伏時の最大せん断応力をひび割れ時の最大せん断応力で除した時の比率を示す．ねじり降伏時の最大せん断応力とひび割れ時の最大せん断応力の比率は概ね線形で表された．このため，この比率を最小二乗法により定式化し，式（4.11）に示すように，係数としてひび割れ耐力式に掛けることで，最大せん断応力を補正し，ねじり降伏耐力を求められる式を提案する．β_{ty} は式（4.12）で表される．

図-4.21 に提案したねじり降伏耐力式より得られた計算結果と解析結果の比較を示す．M_{tcd} に解析より得られた M_{tcd} を代入し，得られた M_{tty} の計算結果と解析結果を比較すると，精度よく解析結果を再現することができたことがわかる．

$$M_{tty} = \beta_{ty} \cdot M_{tcd} \tag{4.11}$$

$$\beta_{ty} = 1.35 \cdot t/b + 0.81 \tag{4.12}$$

ここに，　M_{tty}　：設計純ねじり降伏耐力

β_{ty}　：ねじり降伏時の最大せん断応力分布を補正する係数

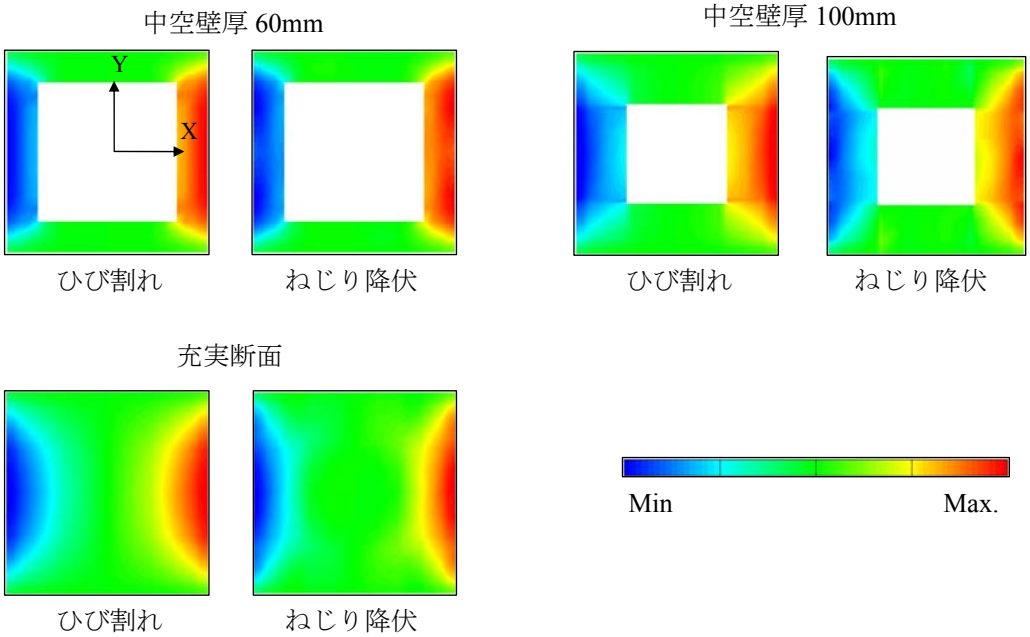


図-4.18　ひび割れのせん断応力分布とねじり降伏時のせん断応力分布 τ_{YZ} の比較の一例

表-4.3　各壁厚における最大最小せん断応力の比較

断面形状	60mm		100mm		充実	
	Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.
ひび割れ	−4.74	4.74	−4.76	4.76	−4.73	4.73
ねじり降伏	−5.10	5.10	−5.31	5.31	−7.19	7.19

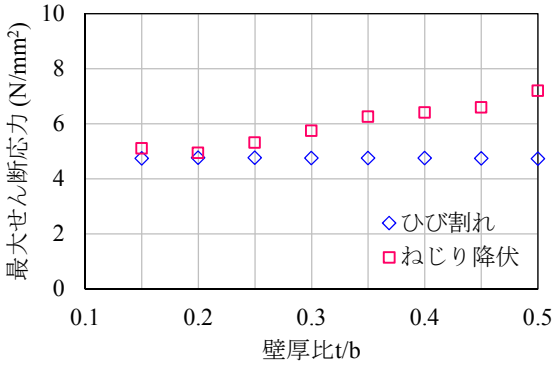


図-4.19　最大せん断応力の比較

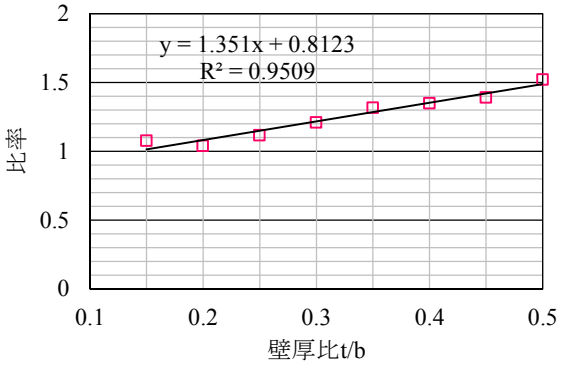


図-4.20　最大せん断応力の比率

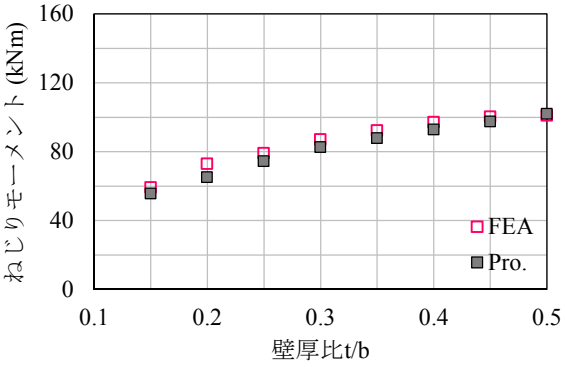


図-4.21　提案したねじり降伏耐力式の精度

(3) 2 次剛性と初期剛性の比

ねじり降伏以降の 2 次剛性の領域では，コンクリートに加え，主鉄筋，帯鉄筋ともにねじりに対して抵抗する．しかし，純ねじり荷重を作用させた実験及び解析において，主鉄筋が帯鉄筋より先に降伏するケースはなく，全て帯鉄筋が先んじて降伏していたことから，2 次剛性は帯鉄筋量に支配されると考えられる．このため，2 次剛性については，帯鉄筋量をパラメータとした定式化を行う．ここで，2 次剛性と初期剛性の比を定式化することで，ヤング率の変化を考慮することとした．また，帯鉄筋量を表す指標として，帯鉄筋体積比を使用することで，中空壁厚の影響を簡易的に考慮した．

図-4.22 に 2 次剛性と初期剛性との比を示す．なお，**図-4.23** に示した解析結果及び実験結果は全て軸応力比 10%，帯鉄筋間隔 30mm のケースであり，解析結果は**図-4.11** に示した 8 ケース，実験結果は 1 室中空断面シリーズの 4 ケースと充実断面シリーズの 2 ケースの計 14 ケースを示した．**図-4.22** より，軸応力比 10%，帯鉄筋間隔 60mm の充実断面の実験結果の 1 ケース以外では，2 次剛性と初期剛性の比率と帯鉄筋体積比には線形関係が見られる．軸応力比 10%，帯鉄筋間隔 60mm の充実断面の実験では，帯鉄筋量が少ないため，ねじり降伏後直ちに帯鉄筋が降伏した．その結果，2 次剛性と初期剛性の比率が大きくなったと考えられる．このため，本検討では，軸応力比 10%，帯鉄筋間隔 60mm の充実断面の実験のケースを除いた 13 ケースの実験結果及び解析結果に基づき，**図-4.23** のように最小二乗法を用いた線形近似を行った．切片を 0 としたのは，既往実験より，帯鉄筋を配置しなかった場合は，ねじり降伏後耐力が急激に低下し始め，2 次剛性が負勾配となることを勘案したためである．以上より，2 次剛性と初期剛性の比は式（4.13）より表される．また，初期剛性は従来通り，式（4.14）に示すせん断断弾性係数 G とねじり定数 J の積とした．

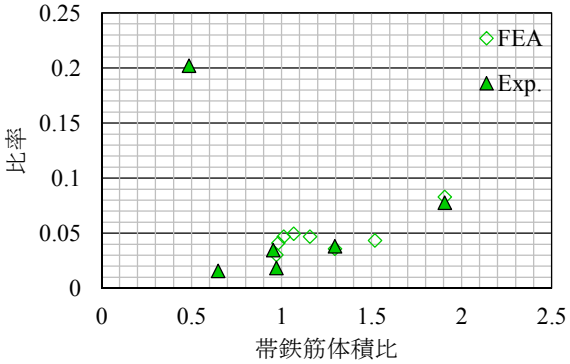


図-4.22　2 次剛性と初期剛性の比

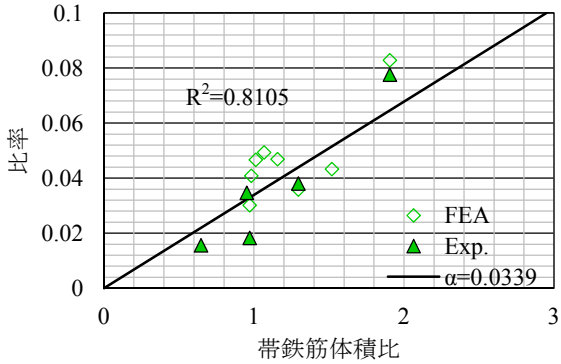


図-4.23　2 次剛性と初期剛性の比の定式化

$$K2/K1 = 0.0339 \cdot \rho_s \tag{4.13}$$

$$K1 = GJ \tag{4.14}$$

ここに，

	$K2$	：2 次剛性
	$K1$	：初期剛性
	G	：せん断弾性係数
	J	：ねじり定数
	ρ_s	：帯鉄筋体積比

4.4 ねじり履歴モデルの提案

ねじり履歴モデルについては，これまで検討された事例がなく，提案されていない．本研究では，汎用解析ソフトの使用を前提としているため，**図-4.24** に示す武田モデルを使用することとした．武田モデルの 3 次剛性以降での除荷勾配は式（4.15）により表されることから，ユーザーが α を決定することによって除荷勾配を変化させることができる[7]．本検討では，ねじり挙動を厳密に考慮した地震応答解析を実施し，より実際に近い最大ねじりモーメントを得ることを目的とする．このため，実験における累積履歴吸収エネルギーと武田モデルの累積エネルギー吸収が最大ねじりモーメントの時点で一致するような α を求めた．

$$K_d = \frac{M_y - M_c}{\phi_y - \phi_c}\left|\frac{\phi_{\max.}}{\phi_y}\right|^{\alpha} \tag{4.15}$$

ここに，K_d　：除荷勾配

M_y　：降伏モーメント

M_c　：ひび割れモーメント

ϕ_y　：降伏時の曲率

ϕ_c　：ひび割れ時の曲率

$\phi_{\max.}$　：これまで経験した最大の曲率

図-4.25 に最大ねじりモーメントの時点で一致するような α の計算結果を示す．なお，本検討では，充実断面シリーズの純ねじり型の 6 ケースに対して計算を行ったが，軸応力比 5%，帯鉄筋間隔 60mm のケース，軸応力比 10%，帯鉄筋間隔 60mm の 2 ケースについては，ねじり降伏合直ちに最大耐力に至ることから，履歴吸収エネルギーを一致させることができなかった．それ以外の 4 ケースの場合は，0.50～0.75 程度を示した．現行の設計において，RC 部材の曲げに対して武田モデルを適用する場合，α=0.50 を使用することから，曲げの履歴曲線よりも除荷勾配が緩やかとなり，履歴ループが細くなっていることがわかる．本検討では，履歴吸収エネルギーを小さく評価し，安全側の評価となるように，α=0.75 を採用することとした．α=0.75 とした場合の武田モデルと実験の履歴曲線の比較を**図-4.26** に示す．履歴ループの膨らみを表すことはできていないが，残留ねじり角等は比較的近似しており，武田モデルの α を 0.75 とすることによって，ねじり履歴曲線をモデル化することができると考えられる．

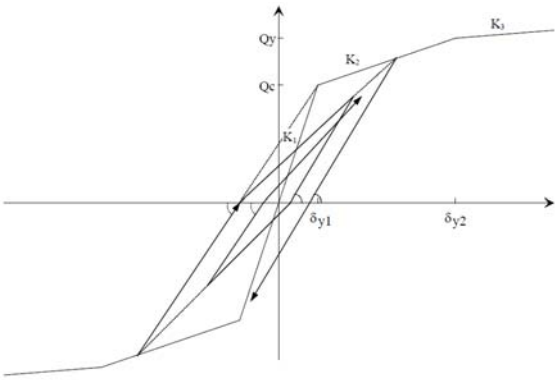


図-4.24　武田モデル

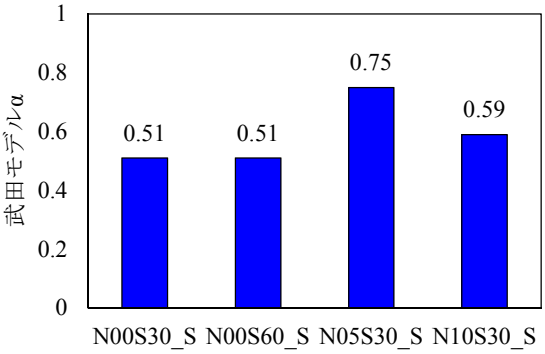


図-4.25　最適なαの設定

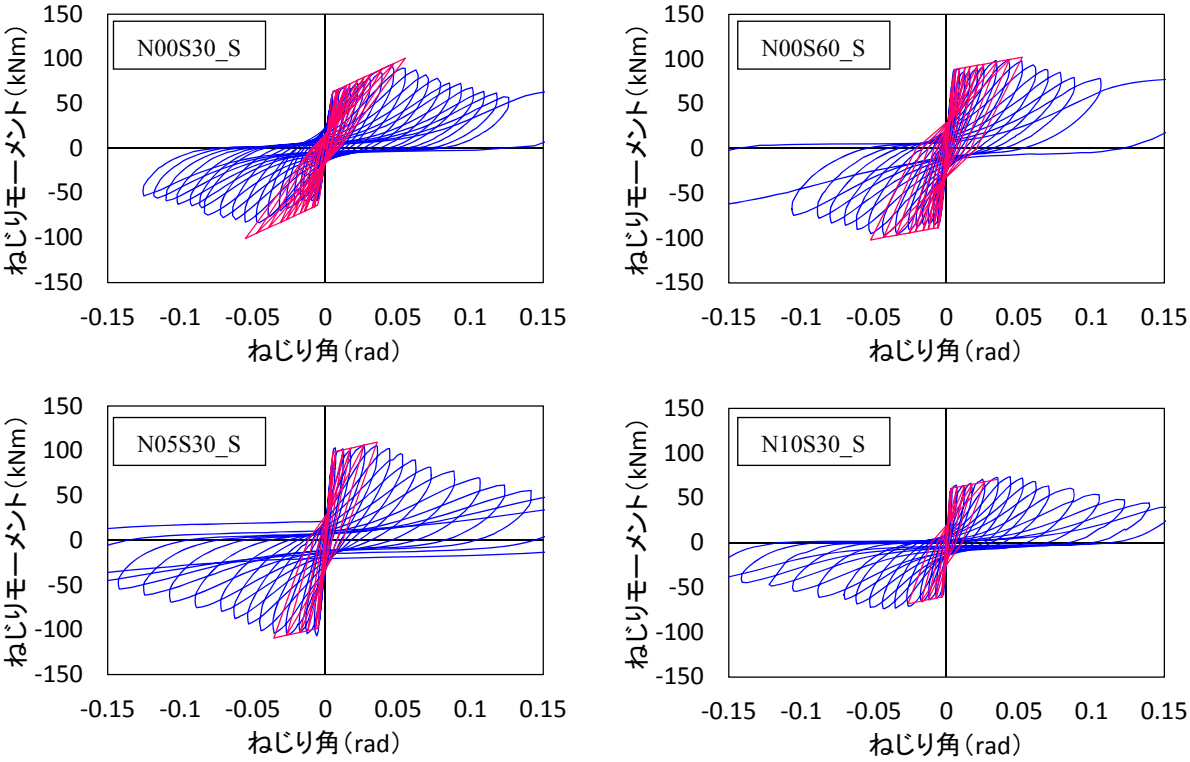


図-4.26　武田モデル（α=0.75）とねじり履歴曲線の比較

4.5 本章のまとめ

本章では，第 2 章で示したねじり交番載荷実験及び第 3 章で再現性を確認した有限要素解析モデルを使用した追加解析に基づき，ねじりと曲げの相関曲線，ねじり骨格曲線，ねじり履歴モデルの提案を行った．

ひび割れ相関曲線については，有限要素解析の再現性が不良であったことから，充実断面シリーズの実験結果に基づき，軸応力比に応じて相関曲線の形状が変化する式を提案した．

ねじり降伏相関曲線は，軸応力比と帯鉄筋間隔がその形状に及ぼす影響が小さかった．

曲げ降伏相関曲線は，曲げが比較的卓越することから主鉄筋降伏によって曲げ剛性が低下する領域（領域Ⅰ）とねじりが大きく卓越することによってコンクリートの圧縮軟化によって曲げ剛性が低下する（領域Ⅱ）に区別され，それぞれの領域に対して軸応力比及び帯鉄筋間隔をパラメータとした式を提案した．

設計ひび割れ耐力について，壁厚比が 0.15 より小さい場合のひび割れ耐力が大きく評価されることから，せん断流理論で想定するせん断応力分布と有限要素解析より得られたせん断応力分布の違いを考慮するための係数を提案した．

ねじり降伏時のせん断応力分布とひび割れ発生時のせん断応力分布は大きく変化せず，最大せん断応力が異なることが知られたため，ねじり降伏時の最大せん断応力とひび割れ発生時の最大せん断応力の違いを考慮する係数を提案した．

2 次剛性と初期剛性の比は，帯鉄筋体積比と相関関係が見られ，帯鉄筋体積比をパラメータとした式を提案した．

ねじり履歴モデルとして，武田モデルを代用する場合の除荷勾配決定用係数 α として，0.75 を使用することを提案した．

参考文献

1) (社)日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料－PC ラーメン橋・RC アーチ橋・PC 斜長橋・地中連続壁基礎・深礎基礎等の耐震設計計算例－，3. 鉄筋コンクリートアーチ橋の設計計算例，pp.49-52，1998.
2) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，pp.158-214，2012.
3) 大塚久哲，服部匡洋：ねじりと曲げの相関曲線及びねじり非線形を考慮した動的解析手法の提案, 土木学会論文集 A1（構造・地震工学）Vol.68(2012), No.4, [特]地震工学論文集, Vol.31-b, 2012.
4) 服部匡洋，大塚久哲，新田直也，崔準?：三室箱桁断面を有する RC 部材に対する有限要素解析に基づくねじりと曲げの相関曲線の定式化, 第 23 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，pp.131-136，2014.
5) 小林和夫：基礎土木工学シリーズ 6 コンクリート構造学，pp.75-96，森北出版，2002.
6) 土木学会：2012 年度制定コンクリート標準示方書[設計編]，2012.
7) 大塚久哲：実践耐震工学，pp.144-161，2004.

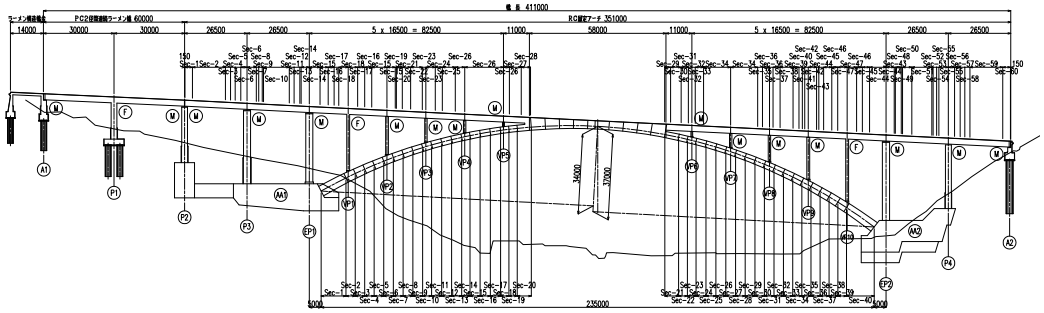
第 5 章　ねじりと曲げの相関特性を考慮した地震応答解析の適用事例

第 5 章では，第 4 章で提案したねじり挙動を厳密に考慮するための解析ツールを使用して，実橋梁規模の地震応答解析を実施し，従来の等価線形解析と比較することで，ねじり挙動を厳密に考慮することの有意性を示す.

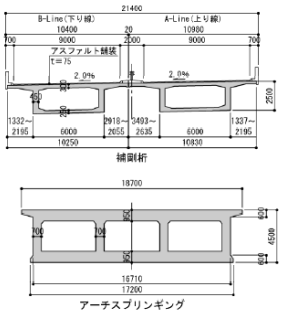
5.1 橋梁諸元

対象橋梁諸元を**図-5.1** に示す．**図-5.1** に示すような RC アーチ橋では，アーチリングの両端に逆方向の力が作用することによって，アーチリングに釣り合いねじりが生じるとともに，連結する補剛桁や鉛直材の変形に伴い，補剛桁及びアーチリングには変形適合ねじりも生じることから，地震作用時には RC アーチ橋のアーチリングや補剛桁には，大きなねじりモーメントが生じる．このことから，RC アーチ橋に対して，ねじり挙動を厳密に考慮した地震応答解析を実施することで，一般的な解析手法と比べて，地震時応答には大きな差異が現れると予想される．よって，本検討では，対象橋梁として実存する RC アーチ橋を選定し，地震応答解析における解析手法の違いによる地震時応答の変化に着目することとした.

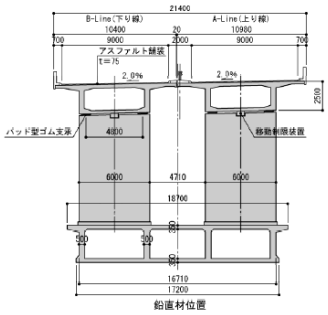
対象橋梁は，橋長 411.0m，アーチ支間長は 235.0m，有効幅員は 9.0m であり，RC 固定アーチ橋と PC2 径間連続ラーメン橋からなる．補剛桁，アーチリブともに箱桁形式であり，アーチリブは 3 室箱桁断面を有する.



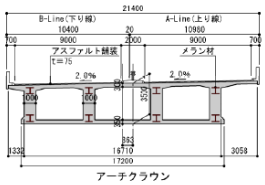
(a) 橋梁全体



(b) 補剛桁，アーチスプリンギング



(c) 鉛直材位置



(d) アーチクラウン

図-5.1　対象橋梁諸元

5.2 解析モデル

解析モデルの全体図を**図-5.2**に示す．本解析モデルは，実存するRCアーチ橋を参考にして作成した[1)]．アーチリング，補剛桁，鉛直材，橋脚及びエンドポストには，非線形梁要素を使用した．また，VP1，VP10のみ補剛桁と鉛直材とは剛結されており，その他の鉛直材及び橋脚については，ゴム支承及び変位制限装置をそれぞれ線形バネ要素でモデル化した．

補剛桁及びアーチリング要素のモデル化のイメージを**図-5.3**に示す．本研究では，大きなねじモーメントが生じると想定される補剛桁及びアーチリングにのみ，ねじり挙動を厳密に考慮することとした．このとき，一般的に使用されている汎用の解析ソフトでは，曲げの履歴特性とねじりの履歴特性に対して，異なった履歴モデルを設定することができない場合がほとんどである．このため，本モデルにおいては，2つの節点を曲げに対して抵抗する要素（以下，曲げ要素）とねじりに対して抵抗する要素（以下，ねじり要素）の2本の要素で繋ぎ，各要素に対して異なる履歴モデルを定義した．なお，曲げ要素におけるねじり定数J，ねじり要素における断面積A及び断面2次モーメントI_y，I_zには，計算の不安定化を防ぐために，実剛性の1/1000程度の非常に小さな値を入力した．

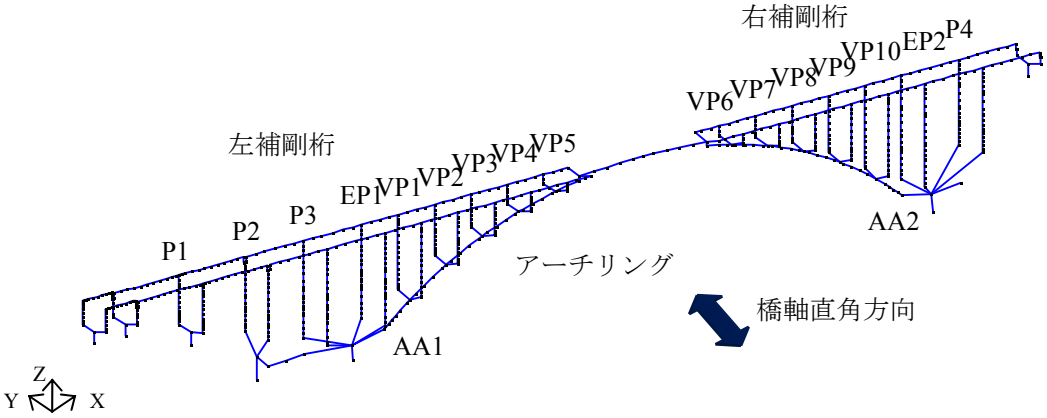


図-5.2　解析モデル全体図

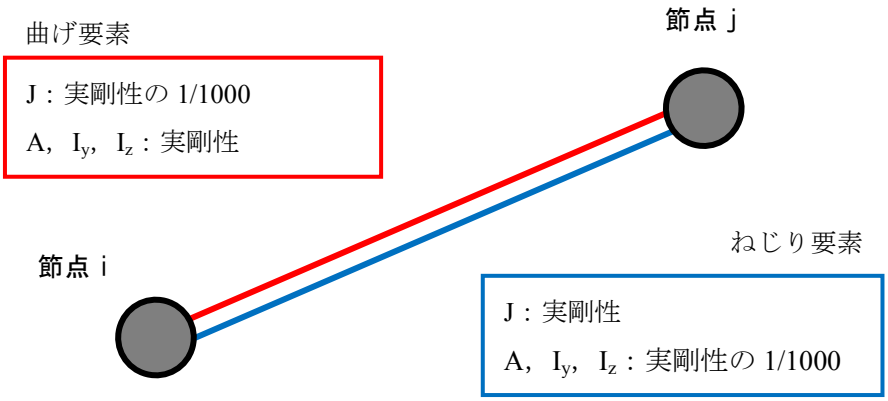


図-5.3　補剛桁及びアーチリング要素のモデル化

5.3 解析ケース

解析ケースを**表-5.1**に示す．また，各ケースの骨格曲線のイメージを**図-5.4**に示す．Case_1は，ねじりと曲げの相関曲線及びねじり非線形を考慮し，ねじり挙動を厳密に評価した非線形動的解析である．このため，ねじり骨格曲線及び曲げ骨格曲線は純荷重時と比べ変化する．

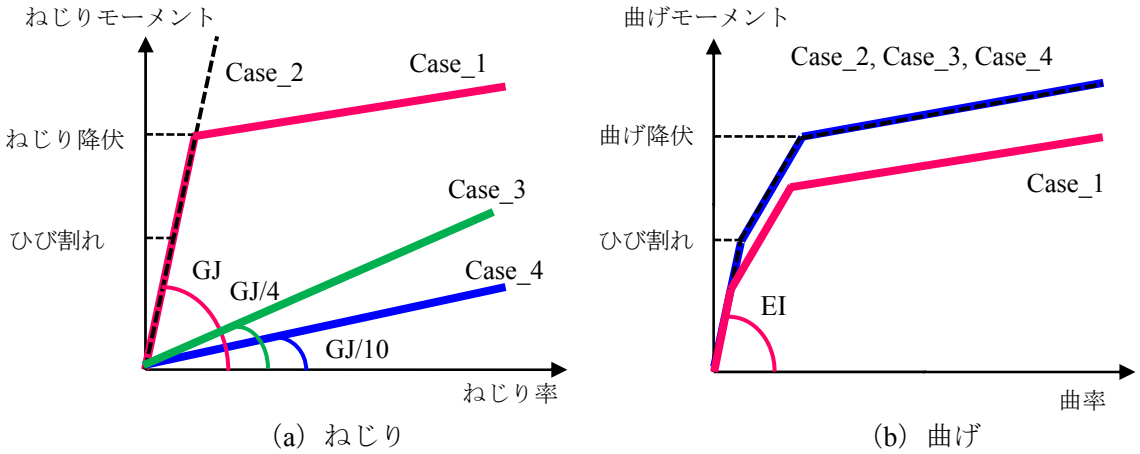
Case_2は，ねじり剛性を初期剛性GJとし，ねじり非線形は考慮していない．曲げについては，一般的に使用される断面計算により得られた純荷重時の骨格曲線を使用した．

Case_3，Case_4では，ねじり剛性をそれぞれ(1/4)GJ，(1/10)GJと低下させた等価線形解析を実施した．設計に際して，ねじりひび割れの発生が想定される部材に対して初期剛性GJの1/10程度の等価剛性を有する線形部材として考慮した等価線形解析を実施すること，また，既往研究において，等価剛性として初期剛性の1/4程度に設定することが適切であると提案されていることから，等価剛性を(1/4)GJ，(1/10)GJに決定した[2), 3)]．このとき，曲げ骨格曲線はCase_2と同様に純荷重時の骨格曲線を使用した．なお，Case_2～Case_4では，ねじりと曲げの相関曲線は考慮していない．

等価線形解析において，ねじり剛性を変化させたのは，Case_1においてねじりと曲げの相関曲線を考慮した補剛桁及びアーチリングの要素のみである．このとき，補剛桁とアーチリングの要素には，ねじり非線形を考慮せず，ねじり履歴モデルを設定する必要がない．このことから，**図-5.3**とは異なり，1つの要素で定義した．

表-5.1　解析ケース

	ねじりと曲げの相関曲線の考慮	ねじり骨格曲線	曲げ骨格曲線
Case_1	○	相関曲線により変化（バイリニア）	相関曲線により変化（トリリニア）
Case_2	×	初期剛性GJ（線形）	純荷重時（トリリニア）
Case_3	×	等価剛性(1/4)GJ（線形）	
Case_4	×	等価剛性(1/10)GJ（線形）	



(a) ねじり　　(b) 曲げ

図-5.4　各解析ケースにおけるねじり骨格曲線及び曲げ骨格曲線

5.4 固有値解析

固有値解析より得られた各ケースの固有周期の比較を**図-5.5** に示す．また，橋軸直角方向（全体座標系 Y 方向）の有効質量比の比較を**図-5.6** に示す．なお，**図-5.5**，**図-5.6** においては，Case_2 は Case_1 の全ての要素の初期剛性及び節点質量が等しいことから，固有周期も等しくなるため，省略した．

1 次の固有周期は全てのケースにおいて 1.535 秒となり，一致した．ここで，1 次の固有モードを**図-5.7** に示す．1 次の固有モードはどれも鉛直方向について逆対称のモードを示し，固有モードも一致していることがわかる．しかし，2 次以降の固有周期に着目すると，ねじり剛性が大きいほど，同一次数の固有周期がわずかに短くなる傾向が見られた．

また，補剛桁やアーチリングにねじりが生じるモードに着目すると，Case_1 では 18 次（0.409 秒），Case_3 では 17 次（0.435 秒），Case_4 では 17 次（0.456 秒）で確認された．このときの各ケースの固有モードの比較を**図-5.8** に示す．**図-5.8** より，補剛桁やアーチリングが大きくねじられ

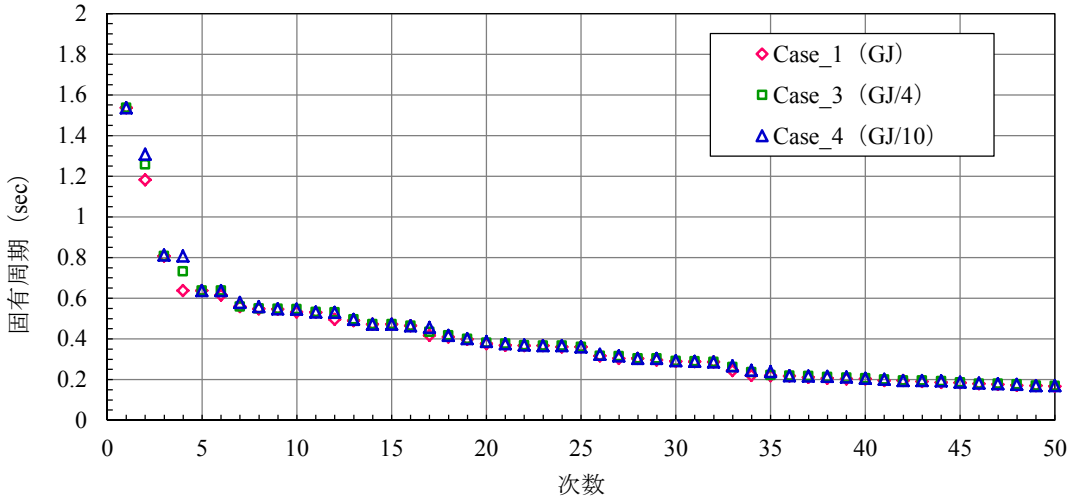


図 5-5　固有周期の比較

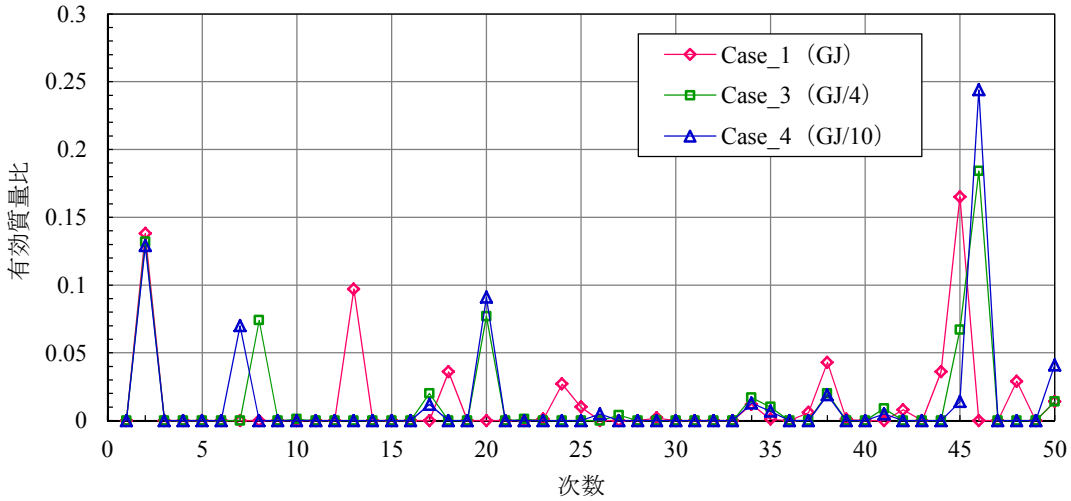
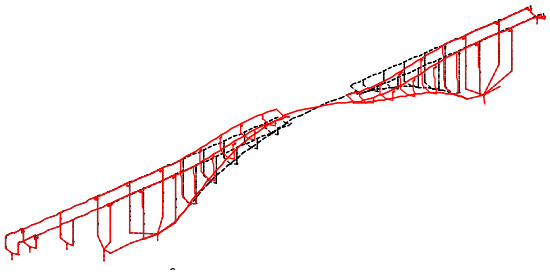
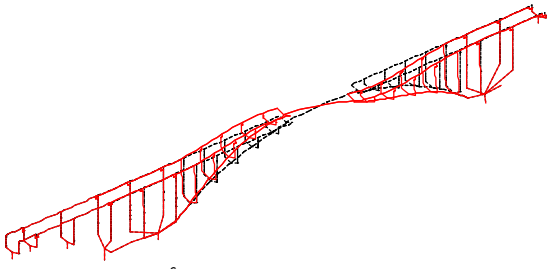


図-5.6　橋軸直角方向の有効質量比の比較

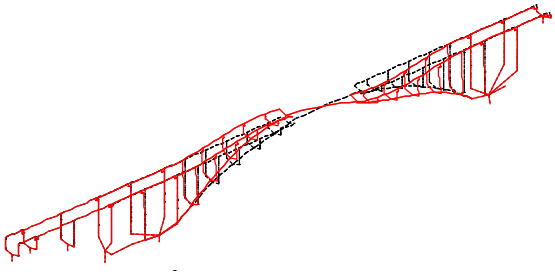
ているモードが確認でき，一見すると全てのケースにおいて同様に見える．しかし，解析モデル上面より見た固有モードを比較すると，補剛桁やそれに繋がる鉛直材や橋脚の変形にわずかな差が確認できる．このことから，ねじりが卓越するような振動モードにおいては，ねじり剛性の変化に応じて，橋梁全体の挙動が変化することが予想される．



（a）Case_1

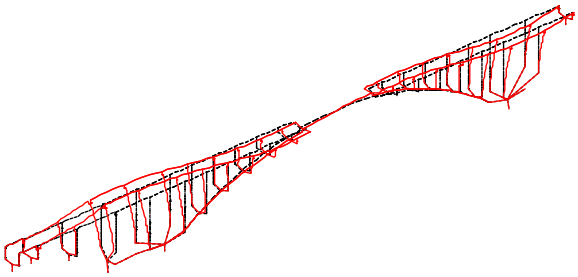


（b）Case_3

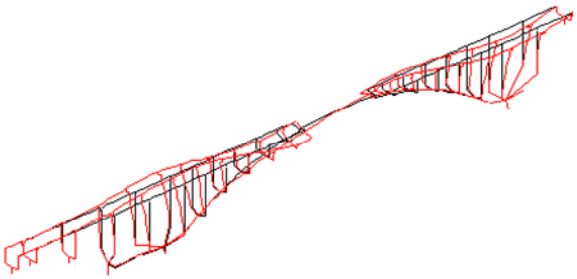


（c）Case_4

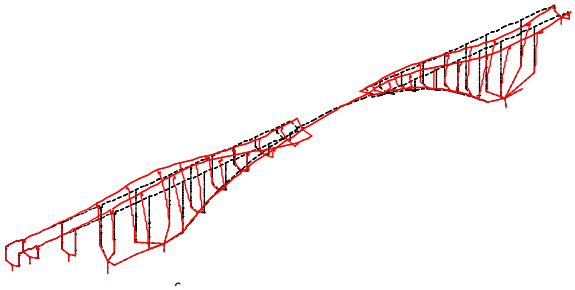
図-5.7　1 次の固有モードの比較



（a）Cade_1



（b）Case_3



（c）Case_4

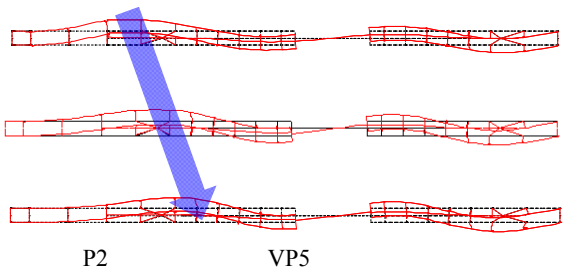


図-5.8　ねじりが生じる振動モードの比較

5.5 動的解析条件

本解析では，ねじり非線形を考慮することができる汎用解析プログラム RESP-T（version5.1.0）を使用した．数値積分法は Newmarkβ 法（β=0.25）を使用した．入力地震動は，**図-5.9** に示す道示標準波タイプⅡ-Ⅰ-1 とし，橋軸直角方向に加震した[4)]．積分時間間隔は，多くの部材に対して非線形性を考慮していることから，0.0002 秒とした．減衰は，部材別 Rayleigh 減衰を使用し，**表-5.2** に示す係数を各部材に適用した．

使用したねじりと曲げの相関曲線について，ひび割れ相関曲線は充実断面の実験結果より定式化した実験式が 3 箱中空断面実験のひび割れ相関曲線を精度よく表していたため，そのまま使用した．ねじり降伏相関曲線，曲げ降伏相関曲線については，3 次元有限要素法を使用したパラメトリック解析を実施し，軸応力比，帯鉄筋体積比を考慮可能なねじりと曲げの相関曲線を作成し，動的解析に適用した．

また，ねじり剛性，曲げ剛性については，ねじりと曲げの相関曲線を考慮した場合でも，純荷重時と同じ剛性比（K2/K1，K3/K1）とした．さらに，履歴モデルは，曲げ，ねじりともに武田モデルを使用した．このとき，曲げの除荷時剛性低下指数 α は道示 V に従い，0.5 とするのに対し，ねじりの α は 0.75 とし，ねじり履歴曲線の形状を表現した[4)]．

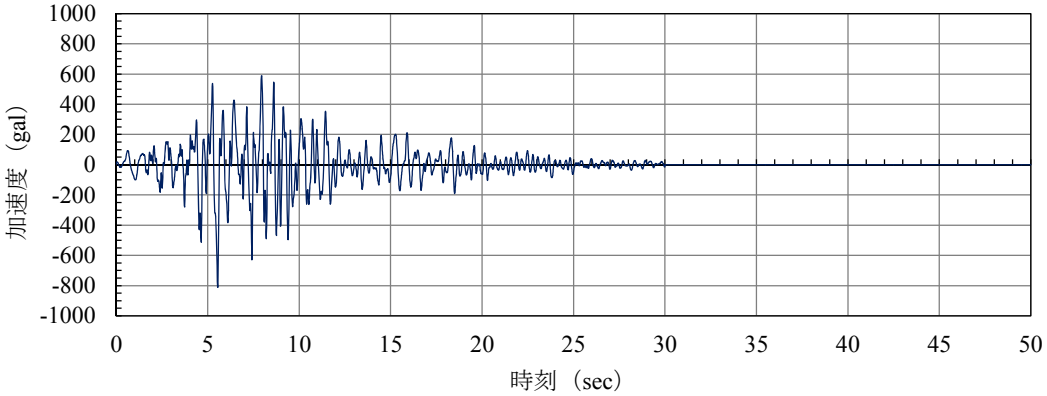


図-5.9　入力地震動 TypeⅡ-1-1

表-5.2　各部材における Rayleigh 減衰の係数

部材	減衰定数	α	β
地盤ばね	0.01	0.0018	0.0480
非線形部材	0.02	0.0035	0.0961
補剛桁（線形）・支承	0.03	0.0053	0.1441
橋台	0.05	0.0088	0.2402

5.6 振幅 1 倍での地震時応答

5.6.1 Case_1 の応答

(1) イベント発生状況

ねじりと曲げの相関曲線を考慮した地震応答解析である Case_1 では，初めに VP5，VP6 上の補剛桁においてひび割れが発生した．その後，それぞれ P2 橋脚，P4 橋脚の方向にひび割れの発生する要素が増加するとともに，アーチスプリンギングにおいてもひび割れが発生した．最終的に，補剛桁の中央やアーチリブでも，ひび割れに到達する要素が確認された．しかし，ねじり降伏及び曲げ降伏に到達した要素は確認されなかった．

(2) ねじりと曲げの相関曲線と履歴曲線の関係

ひび割れの発生が確認された要素のうち，**図-5.2** に示した VP4～VP5 間の補剛桁の着目要素におけるねじりと曲げの相関曲線，断面力経路，ねじり履歴曲線，曲げ履歴曲線を**図-5.10** に示す．ここで，断面力経路とは，着目要素の各時刻におけるねじりモーメント及び曲げモーメントをプロットし，結んだものを指す．この要素では，断面力経路がひび割れ相関曲線を超えており，ひび割れへの到達が確認される．このため，曲げ履歴曲線では，ねじりと曲げの相関曲線を考慮することによって，純荷重時のひび割れ耐力よりも小さな曲げモーメントでひび割れが発生し，曲げ剛性が早く低下することがわかる．ねじり履歴曲線についても，純荷重時のひび割れ耐力よりも小さなねじりモーメントでひび割れが発生するが，ねじり骨格曲線はひび割れ後も初期剛性を維持することから，ねじり剛性の低下は見られなかった．

なお，本検討において，ひび割れに到達する要素は多く確認されたが，ねじり降伏及び曲げ降

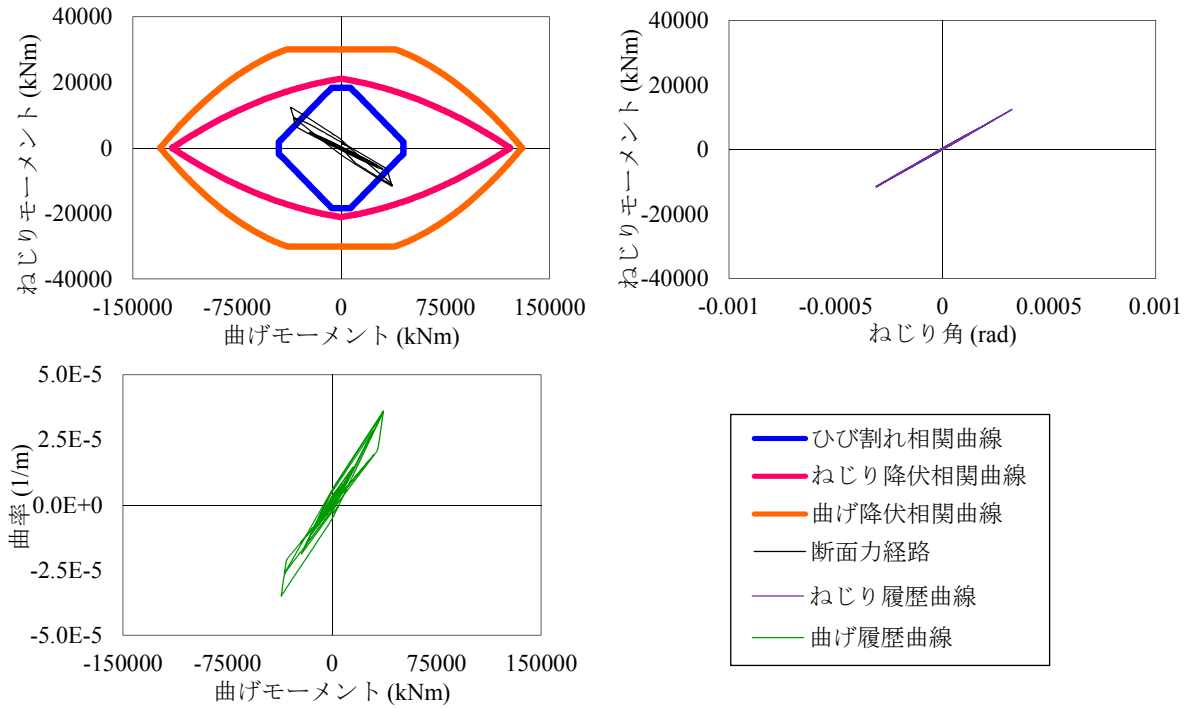


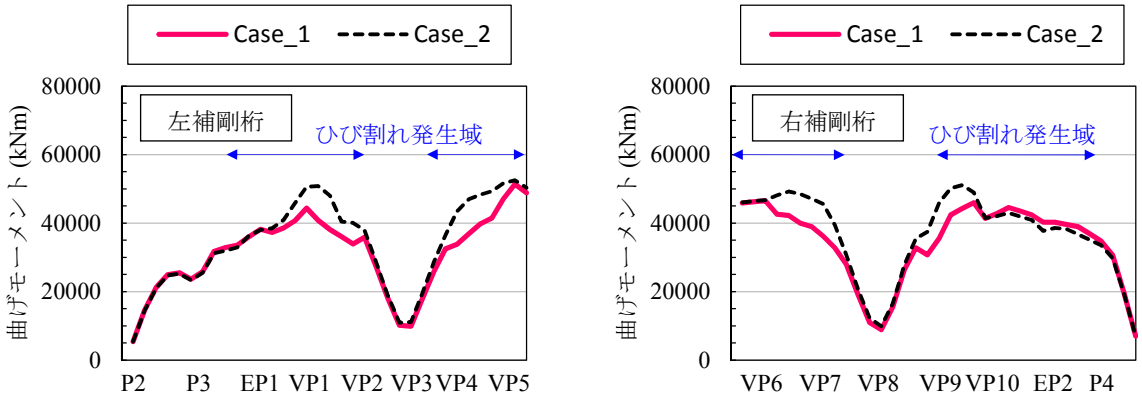
図-5.10 ねじりと曲げの相関曲線とねじり履歴応答，曲げ履歴応答の関係

伏に到達する要素は確認されなかった．右補剛桁では，左補剛桁と同様の傾向が見られ，V6～V8 間，V9～P4 橋脚間でひび割れの発生が確認された．また，アーチリングについては，スプリンギングやアーチリブでひび割れが確認されたものの，曲げがねじりに比べて卓越しており，ねじりと曲げの相関曲線を考慮しても，曲げ骨格曲線にはほとんど影響が現れなかった．

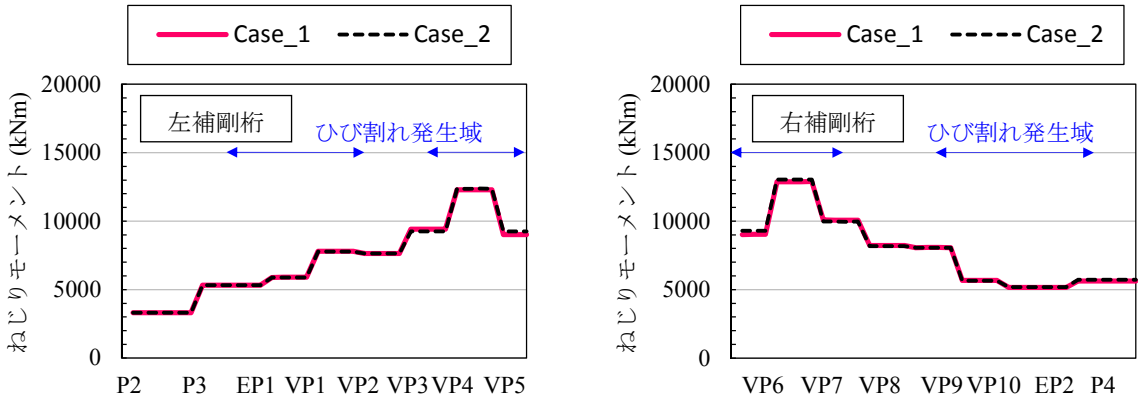
5.6.2 ねじり線形解析の応答との比較（Case_2）

（1）補剛桁の応答

左補剛桁において生じた最大断面力の比較を**図-5.11** に示す．Case_1 と Case_2 を比較すると，左補剛桁の最大曲げモーメントは，EP1～VP2 及び VP3～VP5 では Case_1 が小さく，その他の要素ではほぼ等しくなった．Case_1 が小さくなった箇所とひび割れが確認された箇所が重なることから，ねじりと曲げの相関曲線を考慮することによって，Case_2 に比べて小さな曲げモーメントでひび割れが発生し，早く曲げ剛性が低下した結果，最大曲げモーメントも低減されたと考えられる．ねじりモーメントについては，Case_1 と Case_2 でほぼ一致した．ねじりはひび割れが発生しても，骨格曲線ではねじり剛性が低下しないことから，線形剛性で解析した Case_2 の応答とほぼ一致したと考えられる．



（a）最大面外曲げモーメント



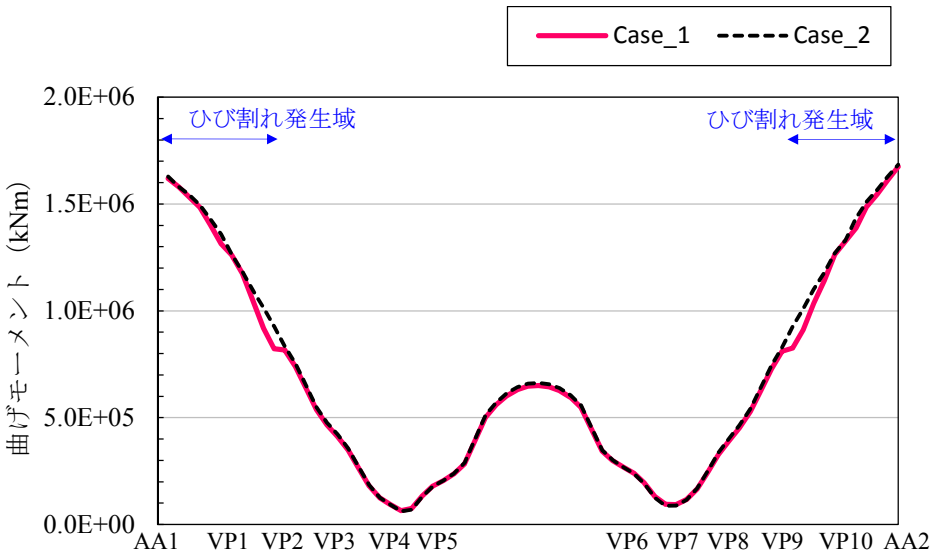
（b）最大ねじりモーメント

図-5.11　Case_2（ねじり線形解析）の最大応答との比較

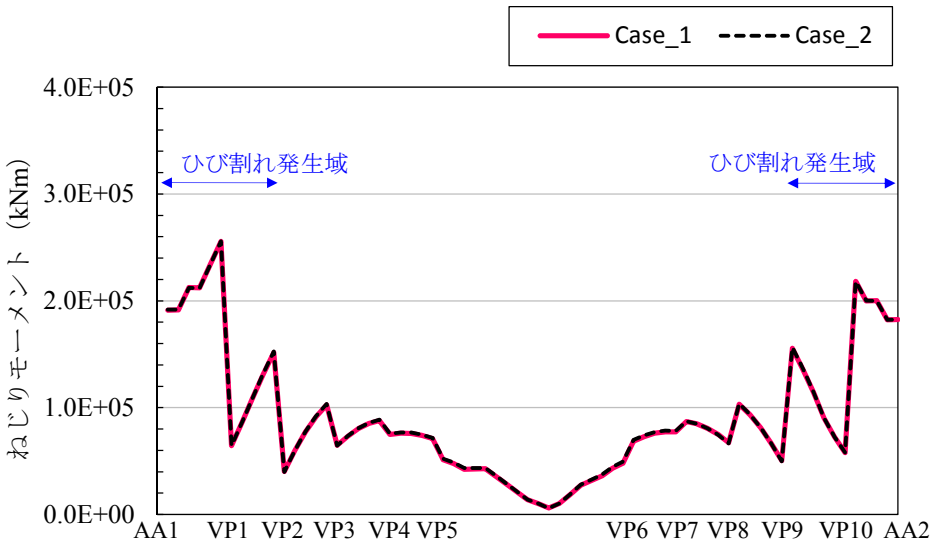
(2) アーチリングの応答

アーチリングにおいて生じた最大断面力の比較を**図-5.12** に示す．図中両端部がアーチスプリンギングを示し，中央がアーチクラウンを示す．

全てのケースにおいて，左右のアーチスプリンギングで大きな曲げモーメントが生じていた．また，ねじりモーメントは，アーチリブの両端部で大きく生じている．また，鉛直材によって拘束された箇所では，ねじりモーメントが小さくなることがわかる．最大曲げモーメント，最大ねじりモーメントはほぼ一致し，ねじりと曲げの相関曲線を考慮した影響は小さかった．これは，上記の通り，振幅 1 倍の場合は，ねじり降伏相関曲線を超えるような大きな断面力が生じていなかったため，ねじり挙動を厳密に考慮した影響がそれほど生じなかったと考えられる．



(a) 最大面外曲げモーメント



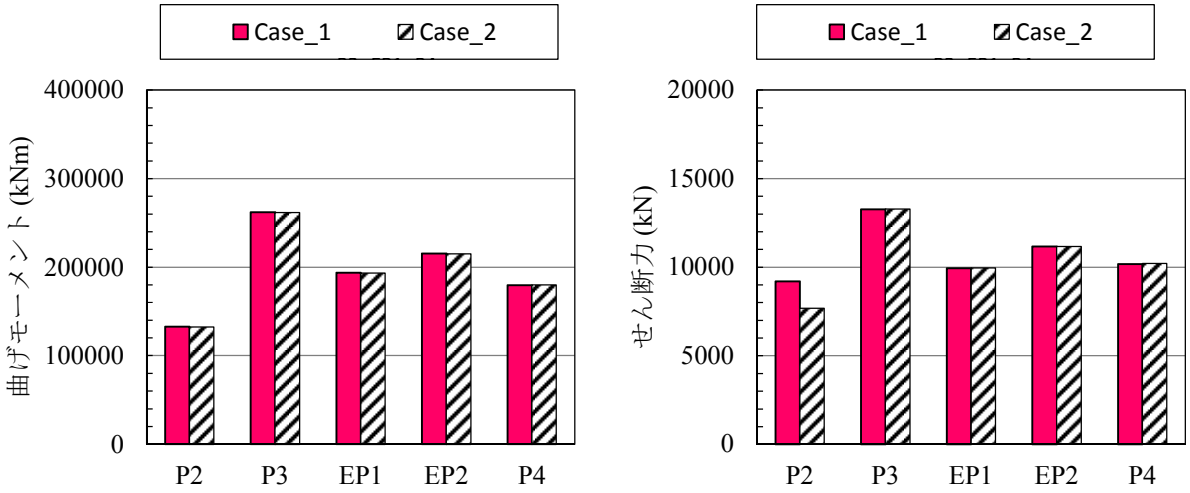
(b) 最大ねじりモーメント

図-5.12 Case_2（ねじり線形解析）の最大応答との比較

(3) 橋脚及びエンドポスト基部の応答

橋脚・エンドポスト基部に生じた最大断面力を**図-5.13** に示す．橋脚及びエンドポストの最大曲げモーメントは，全ての解析ケースでほぼ一致した．これは，降伏モーメントを超える大きな曲げモーメントが生じ，最大曲げモーメントが頭打ちとなったためである．最大せん断力について，Case_1 と Case_2 を比較すると，どの橋脚・エンドポストでも同程度のせん断力が生じていたが，P2 橋脚では，Case_1 の方がわずかに大きくなった．Case_1 において大きなせん断力が生じた P2 橋脚が支持する補剛桁では，ねじりと曲げの相関曲線を考慮したことにより，Case_2 に比べて小さな曲げモーメントでひび割れが生じ，曲げ剛性の低下が早く生じた．このため，Case_1 と Case_2 の振動モードがわずかに異なり，P2 橋脚に大きなせん断力が生じたと推定される．

図-5.14 に橋脚・エンドポストの面外方向曲げの履歴応答を示す．P2 橋脚では，Case_1 の履歴曲線が Case_1 に比べて大きく描かれており，橋脚の塑性化がかなり進行していることが確認される．上記の通り，振動モードが変化していることにより，最大せん断力とともに，橋脚に生じる曲率も大きくなったと考えられる．また，P3 橋脚では，最大せん断力に変化は見られなかったのに対し，面外曲げ方向の曲率は Case_1 でわずかに大きくなる傾向が見られる．EP1，EP2，P4 橋脚では，面外曲げ方向の曲率に大きな差異は確認できなかった．



(a) 最大面外曲げモーメント　　(b) 最大せん断力

図-5.13　Case_2（ねじり線形解析）の最大応答との比較

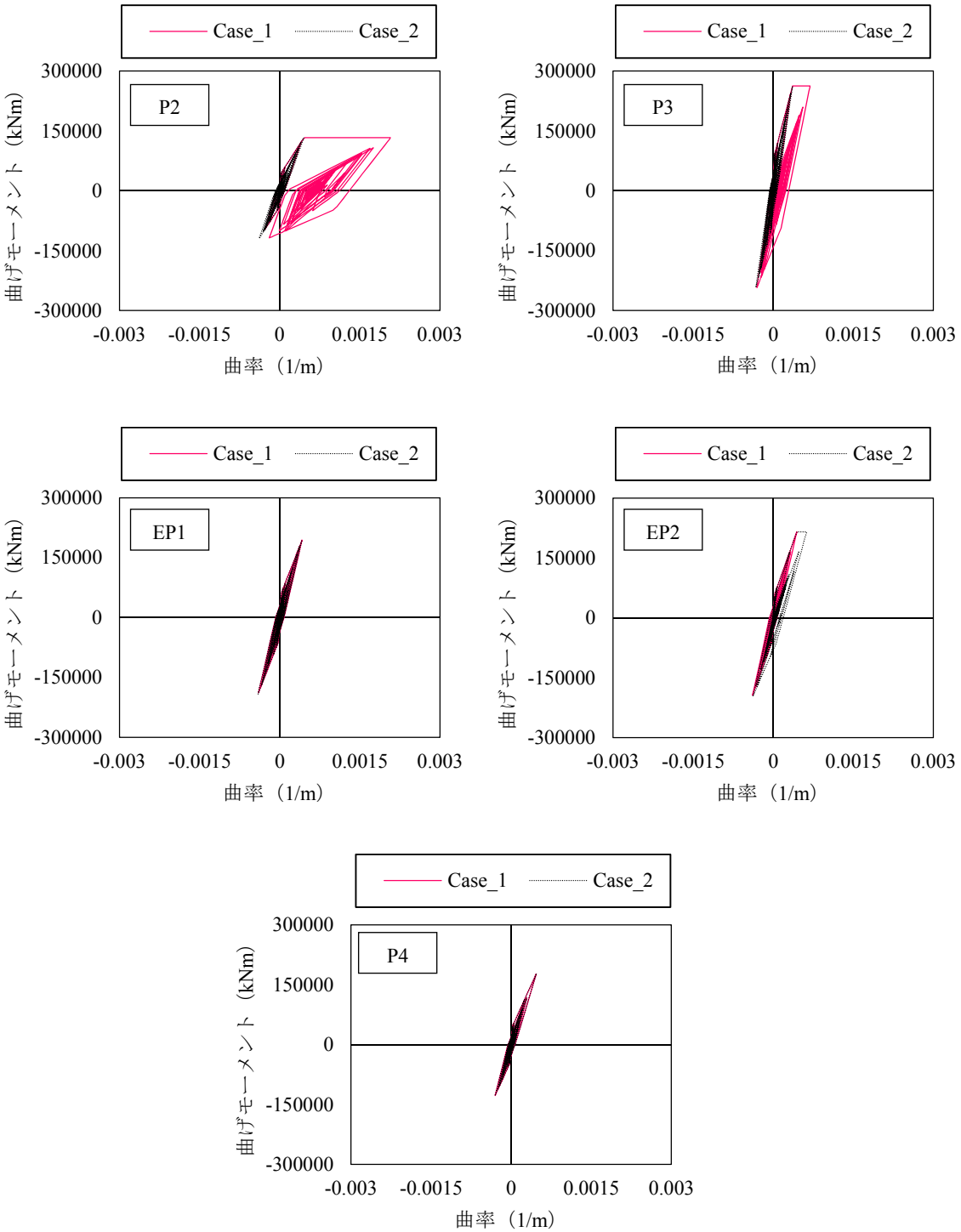
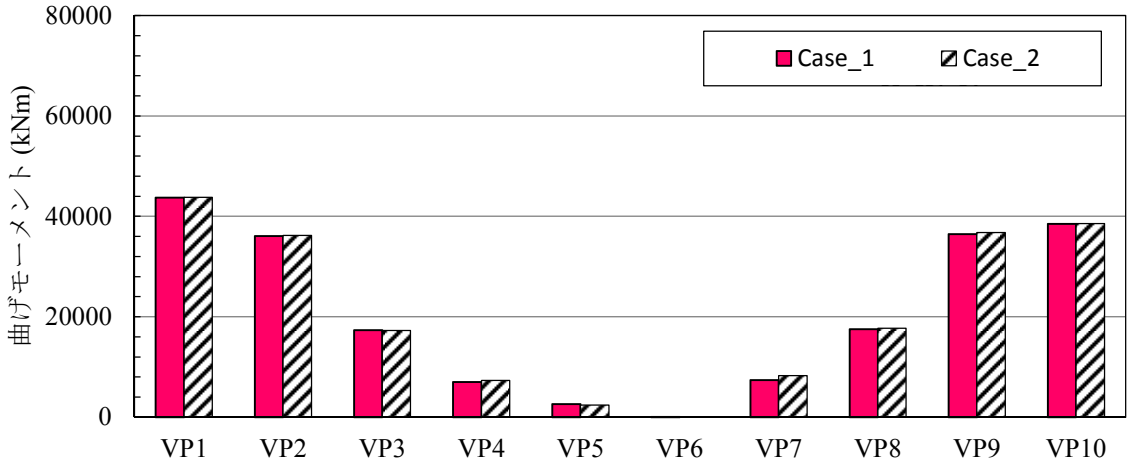


図-5.14　Case_2（ねじり線形解析）の橋脚の面外曲げ履歴応答との比較

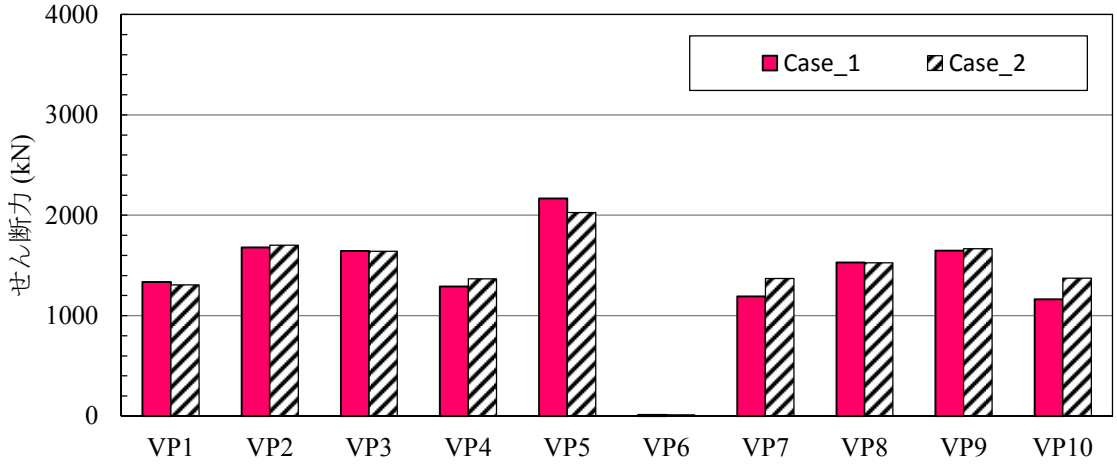
（4）鉛直材基部の応答

鉛直材基部に生じた最大面外曲げモーメント及び最大せん断力の比較を**図-5.15** に示す．

最大曲げモーメントはわずかに異なる箇所も見られるが，全ての鉛直材においてほぼ同程度であった．最大せん断力についても，曲げモーメントと同傾向を示した．しかし，橋脚等が非線形に入ることから，振動モードに変化が生じ，各橋脚において生じるせん断力がわずかに異なる傾向を示した．また，Case_1，Case_2 では，高さが低い VP5 において最大せん断力が生じていた．以上より，鉛直材基部の応答に関しても，振幅 1 倍の倍では，ねじり挙動を厳密に考慮しても，それほど大きな違いは見られなかった．



（a）最大面外曲げモーメント



（b）最大せん断力

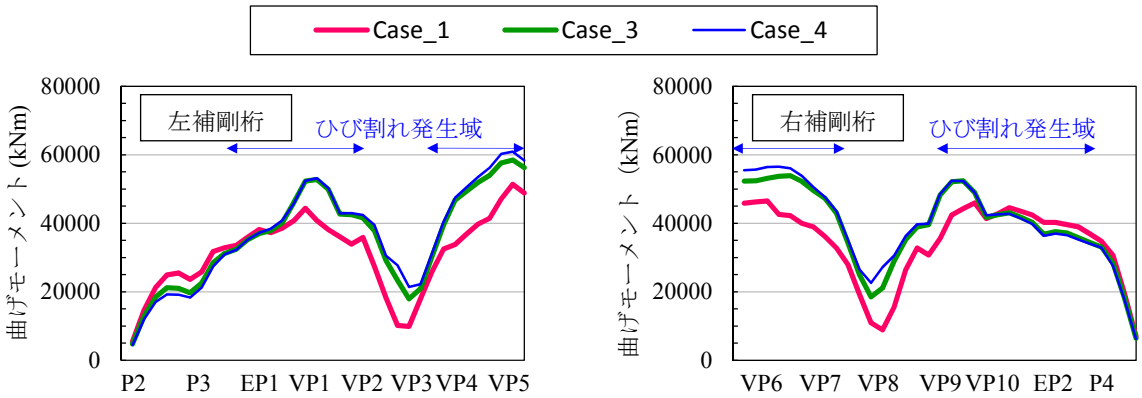
図-5.15　Case_2（ねじり線形解析）の最大応答との比較

5.6.3 ねじり等価線形解析の応答との比較（Case_3，Case_4）

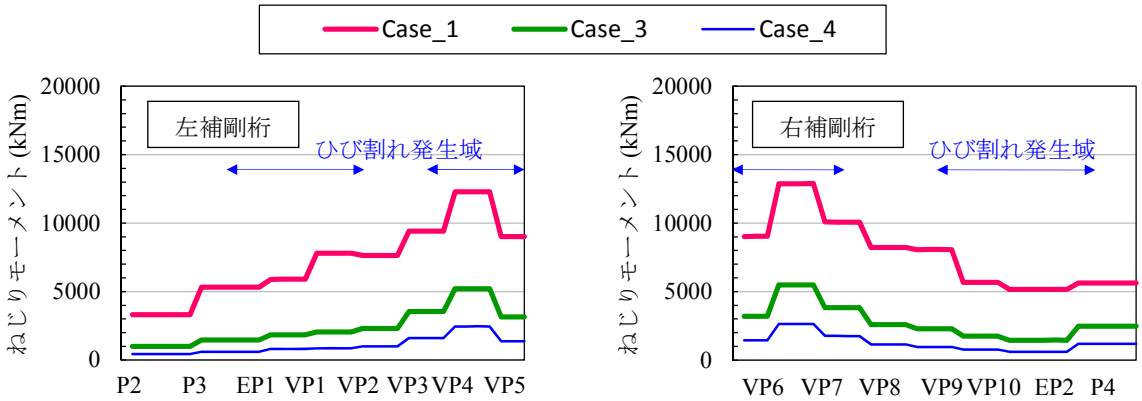
（1）補剛桁の応答

図-5.16 にねじり挙動を厳密に考慮した解析 Case_1 とねじり剛性を初期剛性 GJ の 1/4 とした Case_3, 初期剛性の 1/10 とした Case_4 の補剛桁の最大面外曲げモーメント及び最大ねじりモーメントの比較を示す.

図-5.16 より，最大曲げモーメントを比較すると，EP1 を境とし，P2 橋脚側では Case_1 が大きく，VP5 側では Case_1 が小さかった．Case_3，Case_4 の場合，ねじり剛性を初期剛性 GJ の 1/4 及び 1/10 として解析を行うため，Case_1 と比べ同一次数の固有周期が長くなる．また，橋軸直角方向について卓越する振動モードには, **図-5.8** に示すように補剛桁がねじられるモードが存在し，これらの振動モードはねじり剛性の影響を受けやすいため，最大曲げモーメントの分布も変化したと考えられる．また，ねじりモーメントについては，Case_1 の方が Case_3，Case_4 に比べて非常に大きく評価した．したがって，ねじり剛性を初期剛性の 1/10 とした場合，補剛桁に生じるねじりモーメントを危険側で評価するといえる．



（a）最大面外曲げモーメント



（b）最大ねじりモーメント

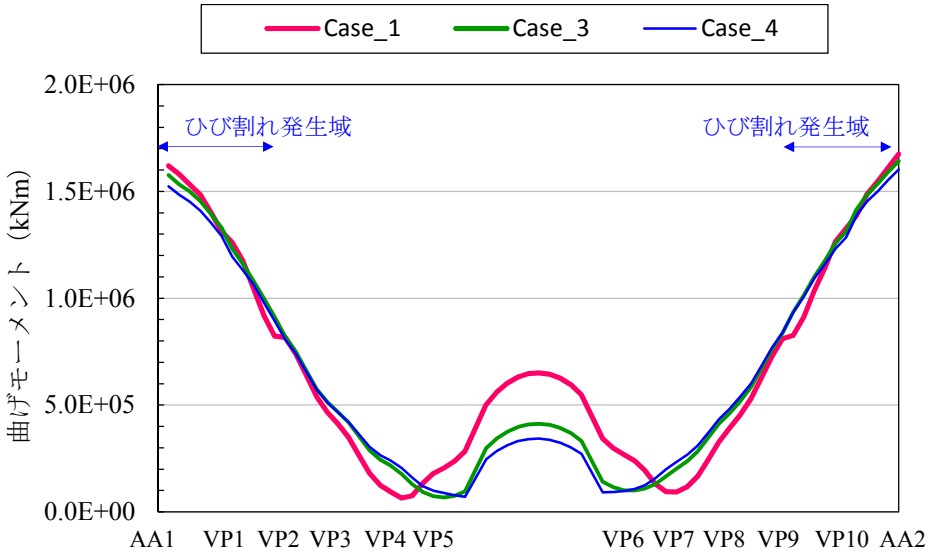
図-5.16　Case_3，Case_4（ねじり等価線形解析）の最大応答との比較

（2）アーチリングの応答

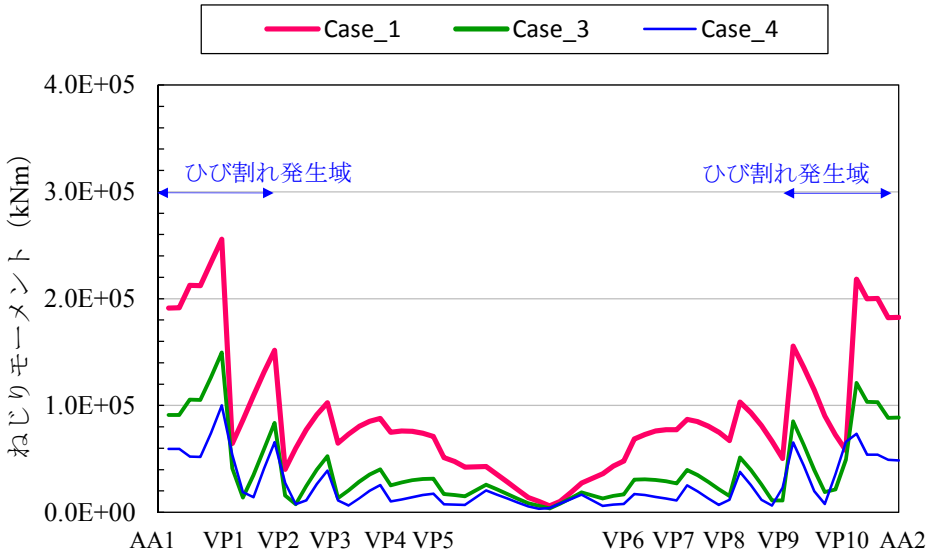
図 5.17 に Case_1，Case_3，Case_4 より得られたアーチリングの最大面外曲げモーメント及び最大ねじりモーメントの比較を示す．なお，図中両端部がアーチスプリンギングを示し，中央がアーチクラウンを示す．

図-5.17 より，補剛桁と同様に最大曲げモーメントの分布も異なることがわかる．これは，ねじり剛性が異なることから，固有周期及び固有モードがわずかに変化したためと考えられる．

また，ねじりモーメントについては，全ての要素において，Case_1 が Case_3，Case_4 に比べて大きく，ねじり剛性が大きいほど最大ねじりモーメントも大きくなる傾向を示した．このため，アーチリングの応答についても，Case_3，Case_4 では危険側に評価することがわかる．



（a）最大面外曲げモーメント



（b）最大ねじりモーメント

図-5.17　Case_3，Case_4（ねじり等価線形解析）の最大応答との比較

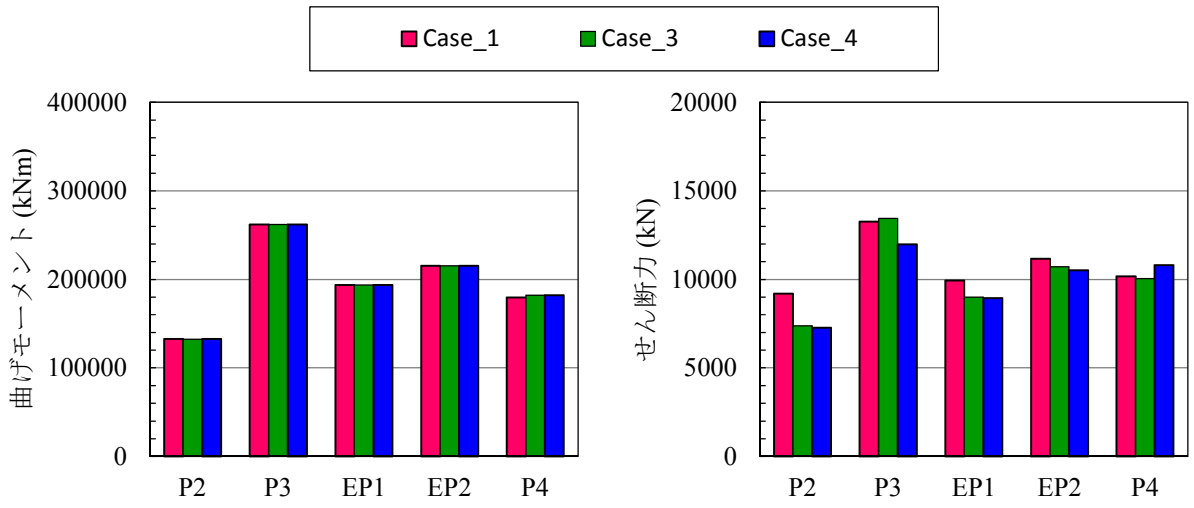
(3) 橋脚及びエンドポスト基部の応答

図-5.18 に Case_1，Case_3，Case_4 より得られた橋脚及びエンドポストの最大面外曲げモーメント及び最大せん断力の比較を示す.

図-5.18 より，曲げモーメントについては，全ての橋脚基部の要素が非線形領域に入ったことから，最大曲げモーメントが頭打ちとなり，一致した.

しかし，最大せん断力では，Case_3 の場合は P3 橋脚，Case_4 の場合は P4 橋脚を除き，その他全ての橋脚で Case_1 の方が Case_3，Case_4 を上回った．これは，ねじり剛性の違いによる固有周期，固有モードの違いの影響によるものと考えられる．このため， Case_4 では，橋脚のせん断力についても危険側に評価する可能性がある.

また，橋脚の面外曲げ方向の履歴応答の比較を**図 5.19** に示す．P2 橋脚では，Case_1 の面外方向曲率が Case_3，Case_4 に比べて非常に大きくなっていることがわかる．これは，上記の通り，Case_1 では，ねじりと曲げの相関曲線を考慮したことによる振動モードの変化が生じていると予想され，最大せん断力に変化が最大曲率の違いに現れたと考えられる．一方，P3 橋脚では，Case_3 の面外曲げ方向履歴応答が大きく描かれている．この場合も，P3 橋脚では，Case_3 でせん断力が最大となっており，振動特性の違いによる応答の変化であると考えられる，EP1，EP2，P4 橋脚では大きな違いは見られなかった.



(a) 最大面外曲げモーメント　　(b) 最大せん断力

図-5.18　Case_3，CVase_4（ねじり等価線形解析）の最大応答との比較

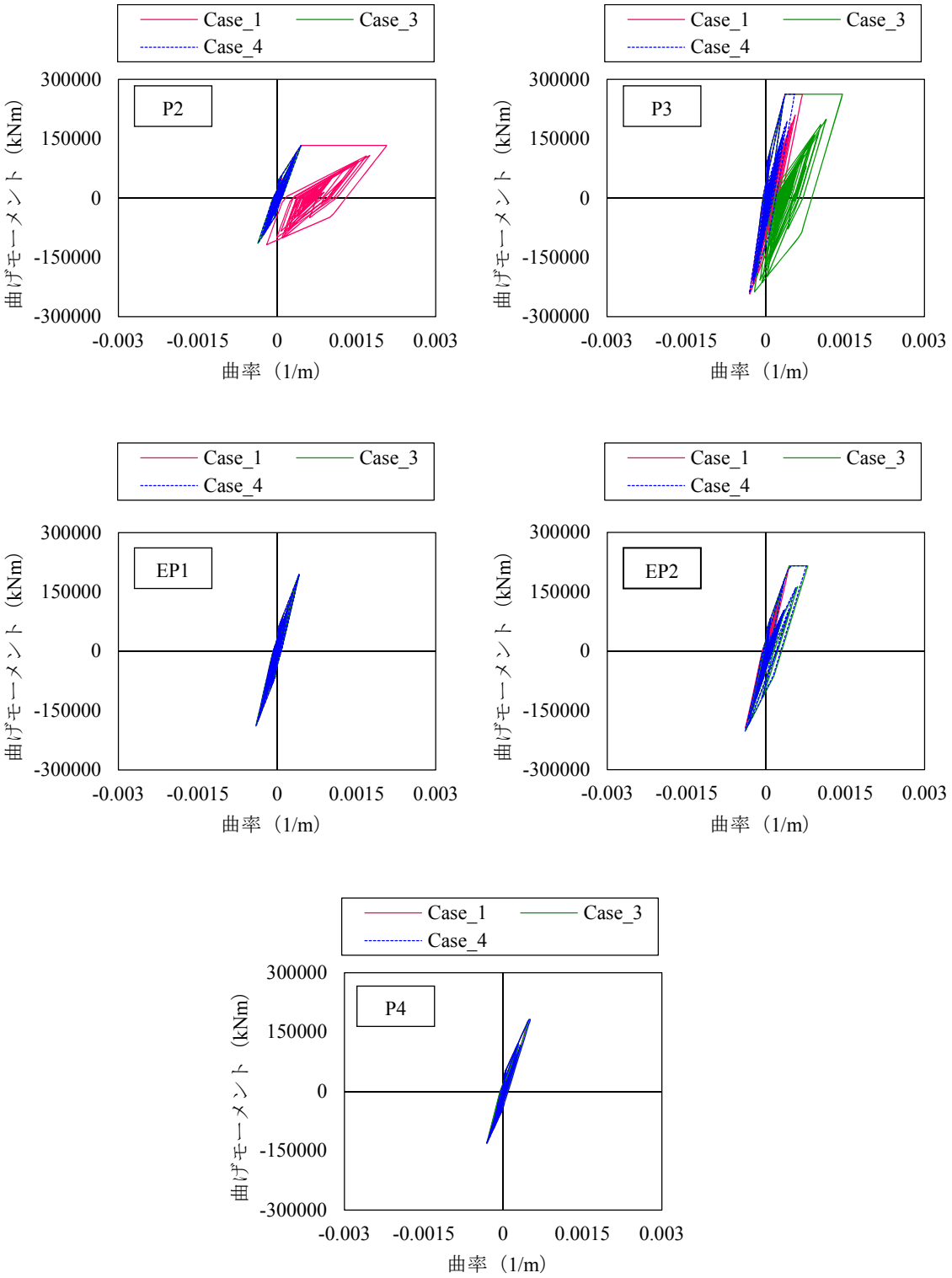


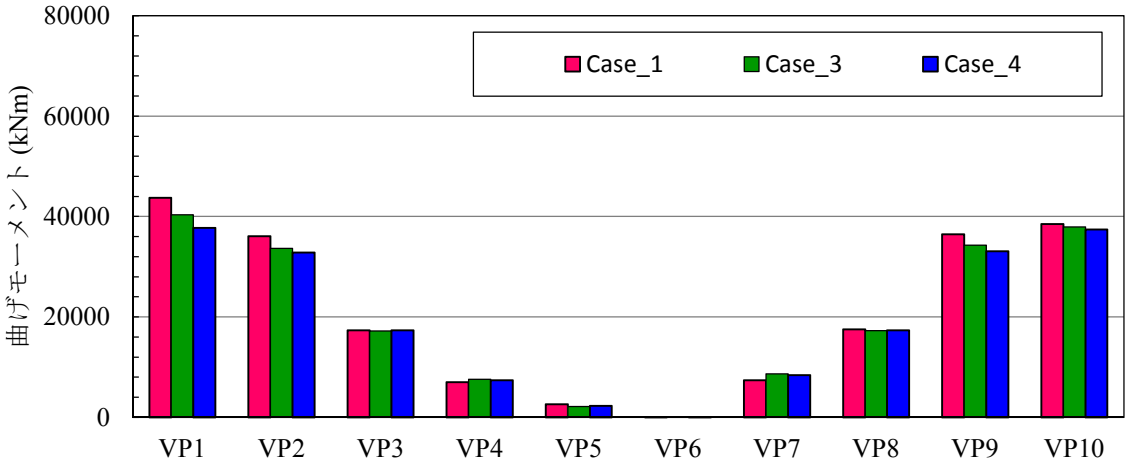
図-5.19　Case_3，Case_4（ねじり等価線形解析）の橋脚の面外曲げ履歴応答との比較

(4) 鉛直材基部の応答

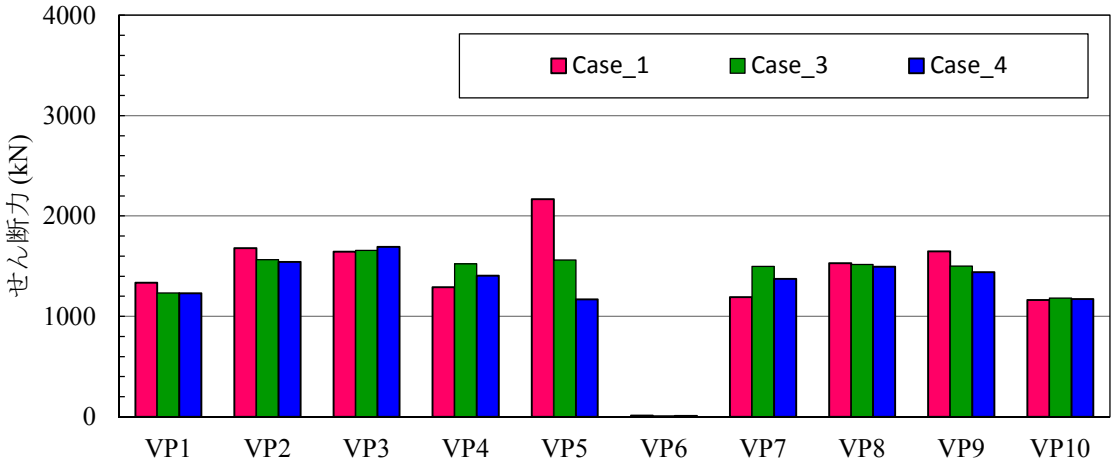
図-5.20 に鉛直材基部の最大曲げモーメント及び最大せん断力の比較を示す.

最大曲げモーメントは，VP1 や VP10 等，両端の鉛直材で Case_3，Case_4 の方が小さく，中央に位置する鉛直材では Case_1 と Case_3, Case_4 で同程度であった．Case_3, Case_4 においては，アーチリングはねじり変形しやすく，鉛直材に生じる慣性力によって，鉛直材が曲げ変形が生じることに加え，アーチリングには，鉛直材の曲げ変形に伴うねじり変形が生じる．このとき，両端の鉛直材は中央の鉛直材に比べ背が高く，大きな慣性力が作用することから，ねじり剛性の変化の影響が明確に表れたと考えられる.

また，最大せん断力については，Case_1 では VP5 で最大であったのに対し，Case_3，Case_4 では VP3 において最大であった．特に，VP5 では Case_1 に比べ，1/2 程度のせん断力しか生じていないことがわかる．この理由として，鉛直材は，補剛桁，アーチリングともに連結する部材であるため，ねじり剛性の違いによる振動モードの変化の影響が現れたことが考えられる.



(a) 最大面外曲げモーメント



(b) 最大せん断力

図-5.20 Case_2（ねじり線形解析）の最大応答との比較

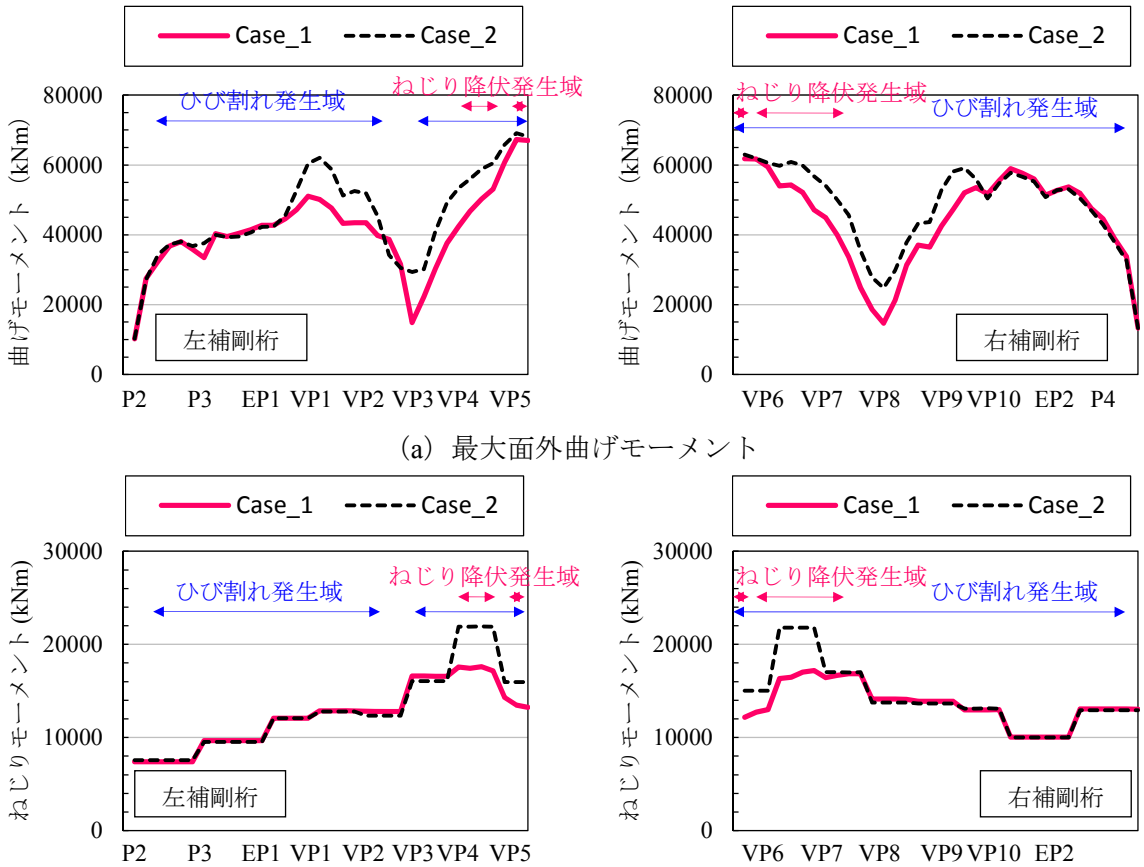
5.7 振幅 2 倍での地震時応答

振幅 1 倍の場合，アーチリング，補剛桁に対してねじり降伏を超えるような大きなねじりモーメントが生じなかったことから，ねじり骨格曲線を考慮した影響を確認することができなかった．このため，入力地震波の振幅を 2 倍とし，ねじり非線形部材が生じるような地震応答解析を実施した．その他の動的解析条件は 5.5 で示した条件と同一のものを使用した．

5.7.1 ねじり線形解析の応答との比較（Case_2）

（1）補剛桁の応答

図-5.21 に，Case_1 のねじり挙動を厳密に考慮した地震応答解析の最大応答と Case_2 のねじり線形解析の最大応答との比較を示す．振幅 1 倍の場合，左補剛桁の最大曲げモーメントは，EP1～VP2 及び VP3～VP5 では Case_1 が小さく，その他の要素ではほぼ等しくなる傾向が見られた．振幅 2 倍とした場合では，EP1～VP5 まで，Case_1 の方が小さくなり，それ以外の箇所ではほぼ一致する結果となった．また，振幅 1 倍の場合，ねじり非線形に入る部材がなかったことから，Case_1 と Case_2 の最大ねじりモーメントはほぼ一致したが，振幅を 2 倍とした場合，鉛直材が位置する領域の補剛桁でねじり非線形部材が多く生じたため，最大ねじりモーメントが低減される箇所が確認された．したがって，ねじり挙動を厳密に考慮すると，アーチリングの断面力が低減され，ねじり線形解析を実施した場合と比べ，より経済的な設計が可能となることが考えられる．



（a）最大面外曲げモーメント

（b）最大ねじりモーメント

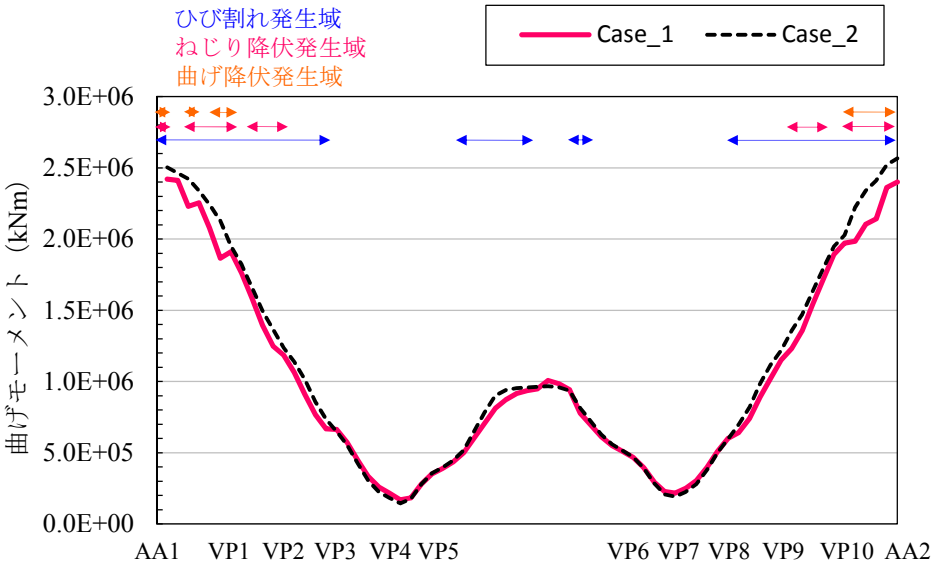
図-5.21　Case_2（ねじり線形解析）の最大応答との比較

（2）アーチリングの応答

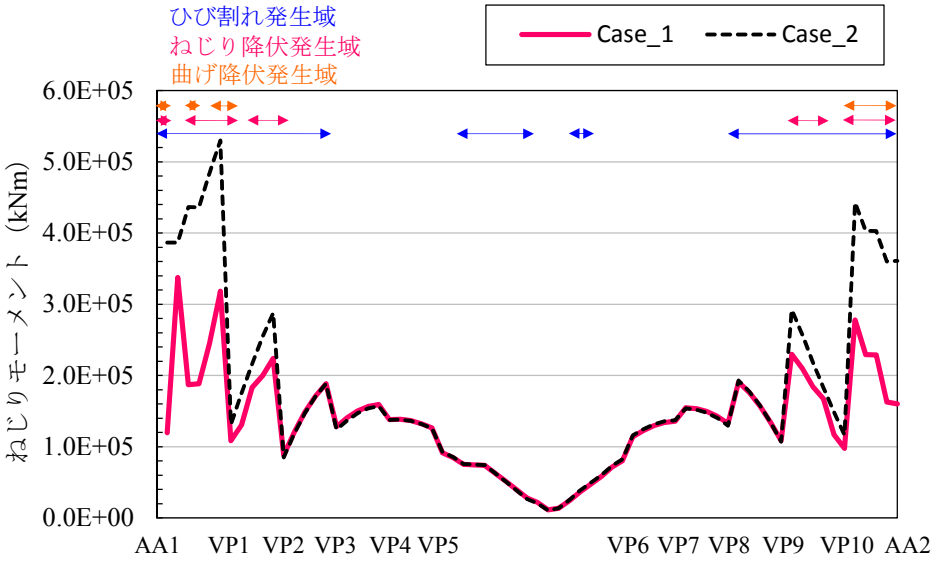
図-5.22 にアーチリングの最大面外曲げモーメント及び最大ねじりモーメントの比較を示す．アーチリングの最大曲げモーメントは，アーチスプリンギングやその周辺のアーチリブ，アーチクラウンにおいて，Case_1 が Case_2 に比べてわずかに小さくなるが，最大ねじりモーメントの分布はほぼ一致した．

また，アーチリングにおける最大ねじりモーメントは，振幅 1 倍の場合，ねじり非線形に入る部材がなかったため，Case_1 と Case_2 で概ね一致したが，振幅 2 倍とした場合，アーチスプリンギングやその周辺のアーチリブにおいて，最大ねじりモーメントが大きく低減されることがわかる．特に，アーチスプリンギングでは，最大ねじりモーメントが 1/2 以上低減されていた．

したがって，補剛桁の場合と同様に，ねじり挙動を考慮する考慮することで，アーチスプリンギングの最大ねじりモーメントを低減することができるといえる．



（a）最大面外曲げモーメント



（b）最大ねじりモーメント

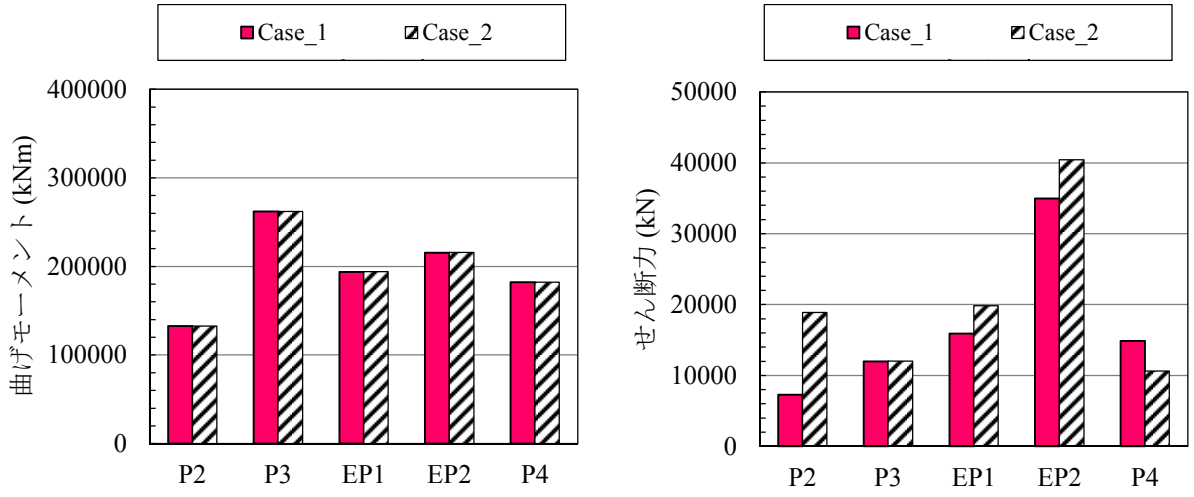
図-5.22　Case_2（ねじり線形解析）の最大応答との比較

(3) 橋脚及びエンドポスト基部の応答

図-5.23 に橋脚及びエンドポスト基部に生じる最大面外曲げモーメント及び最大せん断力を示す．振幅 1 倍の場合，橋脚及びエンドポスト基部に生じる最大面外曲げモーメントは，降伏点を超えるため，頭打ちとなっていた．振幅 2 倍の場合でも，振幅 1 倍の場合と同様に，最大面外曲げモーメントは，Case_1 と Case_2 で一致していることがわかる．

橋脚及びエンドポスト基部の面外方向曲げの履歴応答を**図-5.24** に示す．P4 橋脚を除いたその他全ての橋脚で，Case_2 の方が Case_1 に比べて概ね大きな履歴曲線を描いており，最大曲率も大きくなっていることがわかる．Case_2 では，アーチリングや補剛桁においてねじり非線形を考慮していないため，大きなねじりモーメントが生じた場合には，その周辺の部材に対して大きな力が伝達されることが予想される．橋脚は補剛桁に連結する部材であるため，補剛桁に生じたねじりモーメントが橋脚に伝達されたことにより，曲率が大きくなったと考えらえる．一方，P4 橋脚では，Case_1 の履歴曲線が Case_2 に比べて非常に大きくなった．

最大せん断力について，振幅 1 倍の場合，P2 橋脚のみ Case_1 の方が Case_2 よりも大きくなり，その他はほぼ同程度の応答を示した．しかし，振幅 2 倍とした場合，最大せん断力の分布が Case_1 と Case_2 で，大きく異なることが確認でき，P2 橋脚，P3 橋脚，EP1，EP2，では，Case_2 の最大せん断力が Case_1 の最大せん断力を上回り，P4 橋脚のみ，Case_1 の最大せん断力が Case_2 の最大せん断力を上回った．このように，最大せん断力の分布に大きな変化が現れたのは，アーチリングや補剛桁において，ねじり非線形に入る部材が生じたことにより，橋梁全体系の振動モードが大きく変化したことが予想される．また，Case_1 では，ねじり非線形に入る要素が生じ，履歴曲線を描くことによって，ねじりの履歴減衰も働くことから，Case_1 の応答が全体的に低減されていると考えられる．



(a) 最大面外曲げモーメント　　(b) 最大せん断力

図-5.23　Case_2（ねじり線形解析）の最大応答との比較

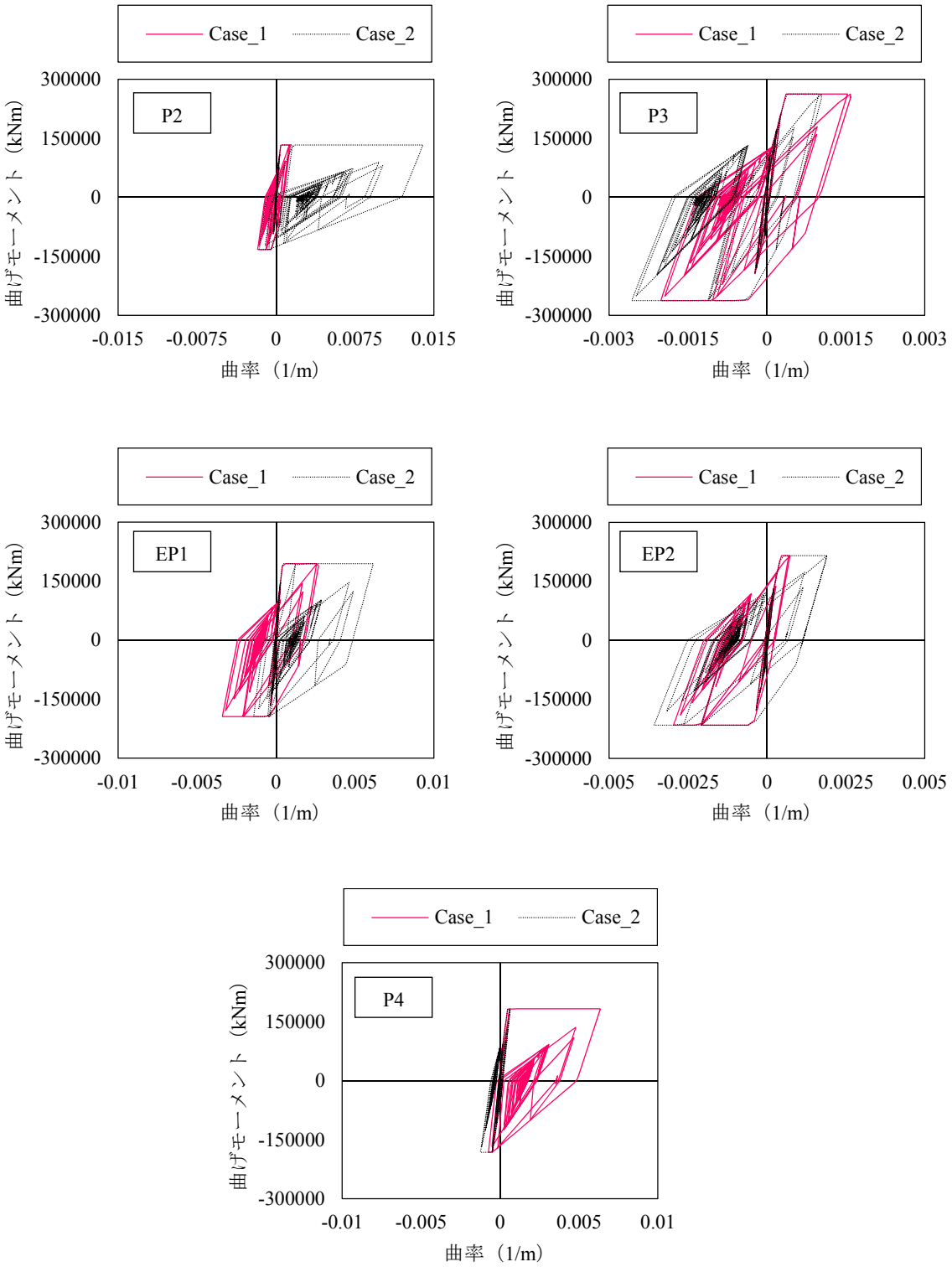


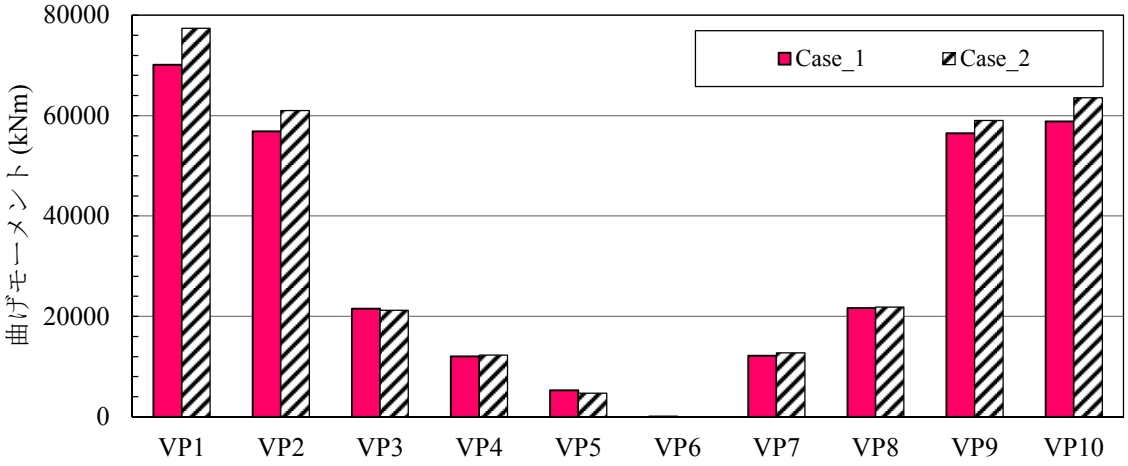
図-5.24　Case_2（ねじり線形解析）の橋脚の面外曲げ履歴応答との比較

(4) 鉛直材基部の応答

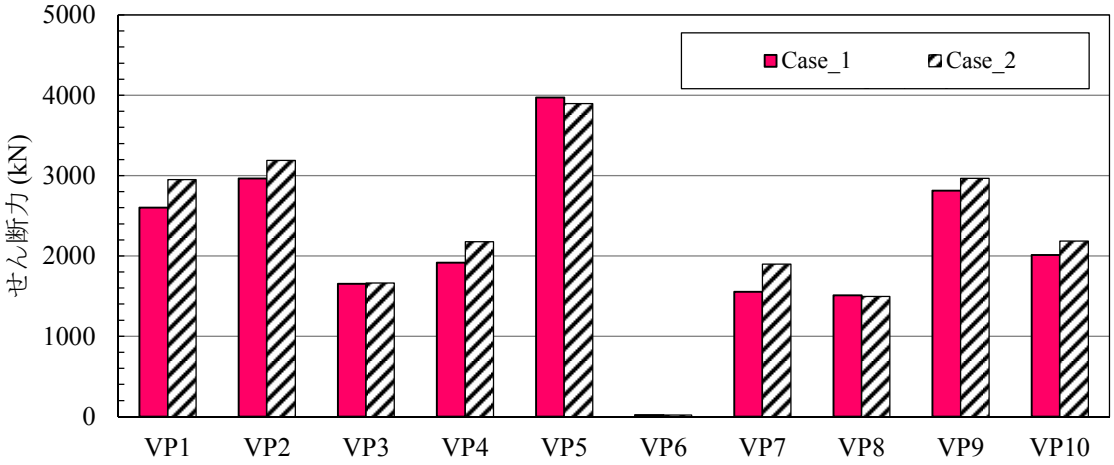
図-5.25 に鉛直材基部に生じる面外曲げ方向の最大曲げモーメント及び最大せん断力の比較を示す．振幅 1 倍の場合，鉛直材基部に生じる最大面外曲げモーメント及び最大せん断力は，Case_1 と Case_2 でほとんど変化しなかった．しかし，振幅 2 倍とした場合，VP1 や VP2，VP9，VP10 と，アーチリングの端部に位置する鉛直材基部の最大曲げモーメントは Case_2 が Case_1 を上回る結果となった．

また，振幅 1 倍の場合，最大せん断力も，Case_1．Case_2 で同程度であったが，振幅 2 倍とした場合の Case_1 の最大せん断力は，Case_2 と同程度，もしくは小さくなる部材が多く見られる．Case_1 の最大せん断力は Case_2 の最大せん断力に比べて全体的に断面力が低減されているため，断面力が低減されたのは，ねじり非線形部材の履歴減衰による影響であると考えられる．

以上より，振幅 2 倍とし，ねじり非線形に入る部材が増加することによって，全体的に応答が低減される傾向が確認された．一方で，本解析モデルの場合，鉛直材の応答は，橋脚，エンドポスト基部の場合ほど，ねじり非線形の影響が現れなかった．



(a) 最大面外曲げモーメント



(b) 最大せん断力

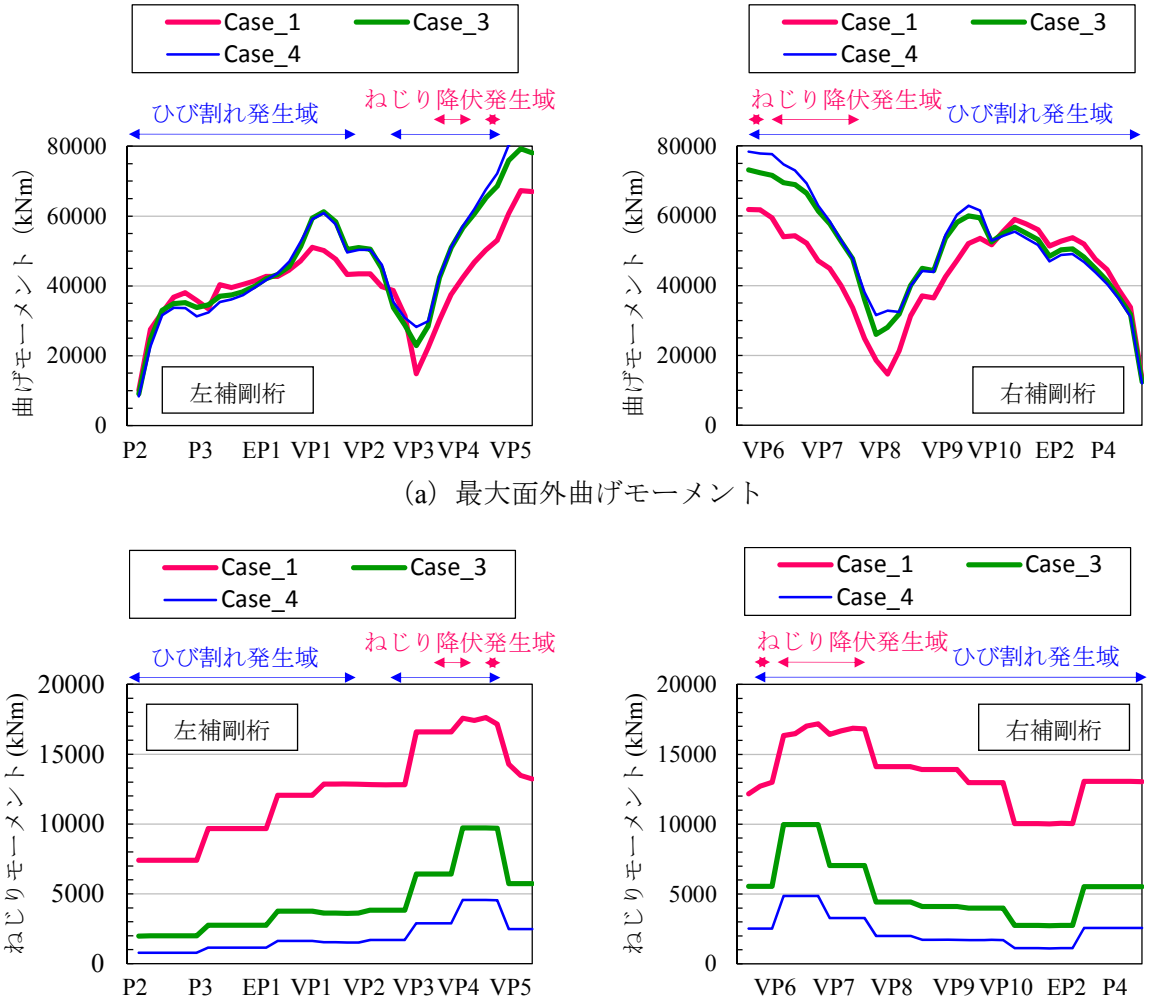
図-5.25 Case_2（ねじり線形解析）の最大応答との比較

5.7.2 ねじり等価線形解析との比較（Case_3，Case_4）

（1）補剛桁の応答

図-5.26 にねじり剛性を初期剛性の 1/4 もしくは 1/10 としたねじり等価線形解析 Case_3, Case_4 より得られた補剛桁の最大断面力とねじり挙動を厳密に考慮した地震応答解析 Case_1 より得られた最大断面力の比較を示す．振幅 1 倍の場合，P2 橋脚から EP1 までは Case_1 が Case_3，Case_4 に比べて大きく，EP1 から VP5 までは Case_3，Case_4 が Case_1 に比べて大きくなる傾向が見られた．振幅 2 倍の場合も，振幅が大きいため，最大断面力も大きくなるものの，その最大断面力の分布傾向は変化しなかった．補剛桁の面外方向曲げについては，振幅 1 倍の場合でも多くの部材がひび割れを超える程度の曲げモーメントが生じており，塑性化が進行していたことから，振幅 2 倍とした場合でも，それほど分布傾向に影響が現れなかったと考えられる．

最大ねじりモーメントについても，振幅 1 倍の場合と同様に，全ての部材において Case_1 の応答が最も大きく，ねじり剛性が初期剛性の 1/4，1/10 と小さくなるにつれて，最大ねじりモーメントも小さくなった．



（a）最大面外曲げモーメント

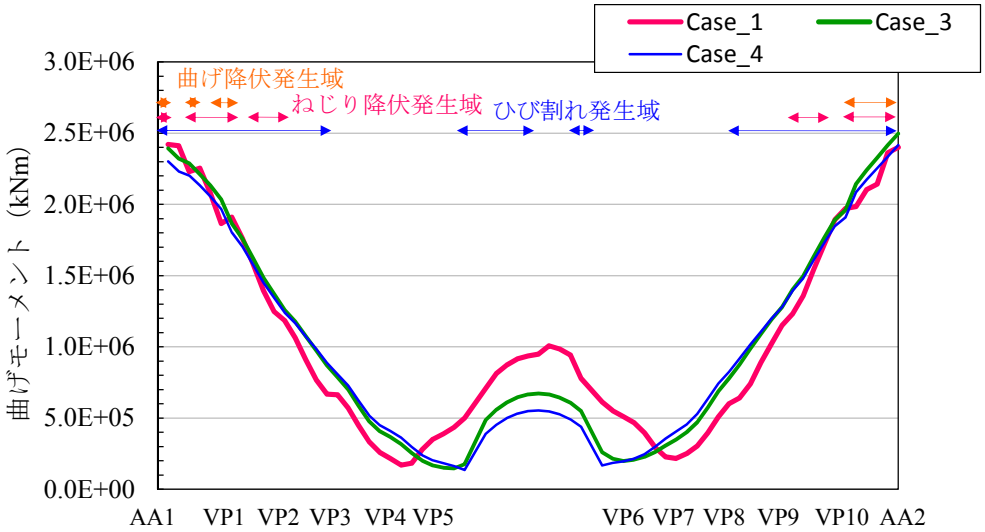
（b）最大ねじりモーメント

図-5.26 Case_3，Case_4（ねじり等価線形解析）の最大応答との比較

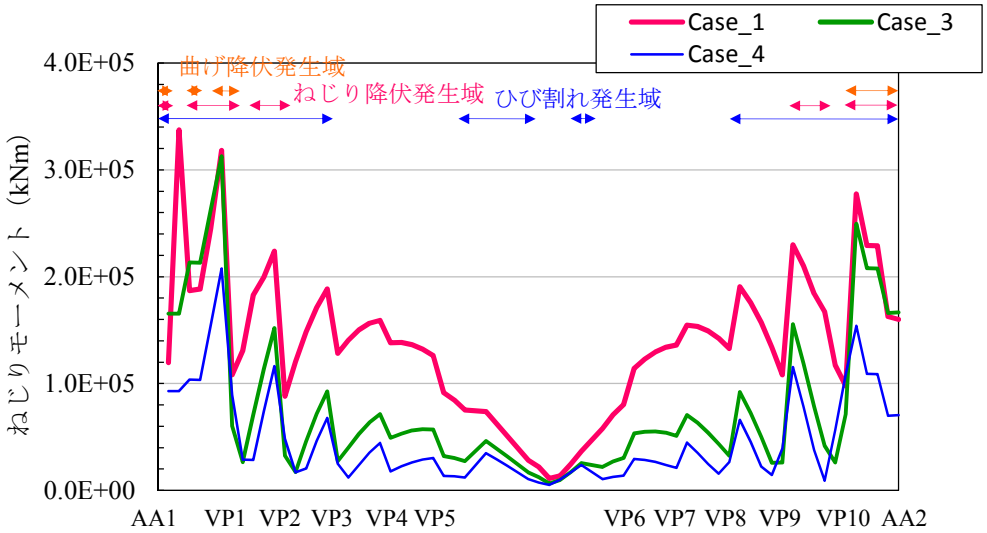
（2）アーチリングの応答

図-5.27 に Case_1，Case_3，Case_4 によって得られたアーチリングに生じる最大面外曲げモーメント及び最大ねじりモーメントの比較を示す．最大面外曲げモーメントは，振幅 1 倍の場合と同様に，AA1 から VP4，VP7～AA2 では Case_3，Case_4 が Case_1 に比べて大きく，VP4～VP7 では Case_1 が Case_3，Case_4 に比べて大きくなった．これは，ねじり剛性に応じて固有モードがわずかに変化するためと考えられる．

最大ねじりモーメントでは，ねじり非線形部材が生じるアーチスプリンギング周辺のアーチリブにおいて，Case_1 の最大ねじりモーメントがねじり剛性を初期剛性の 1/4 とした Case_3 と同程度，もしくは Case_3 よりも小さくなる箇所が確認された．しかし，ねじり非線形に入らないアーチクラウンやアーチリブでは Case_1 の最大ねじりモーメントが Case_3 に比べて非常に大きくなった．また，ねじり剛性を初期剛性の 1/10 とした Case_3 では，全ての部材で Case_1 よりも小さなねじりモーメントしか生じていなかった．



（a）最大面外曲げモーメント



（b）最大ねじりモーメント

図-5.27　Case_3，Case_4（ねじり等価線形解析）の最大応答との比較

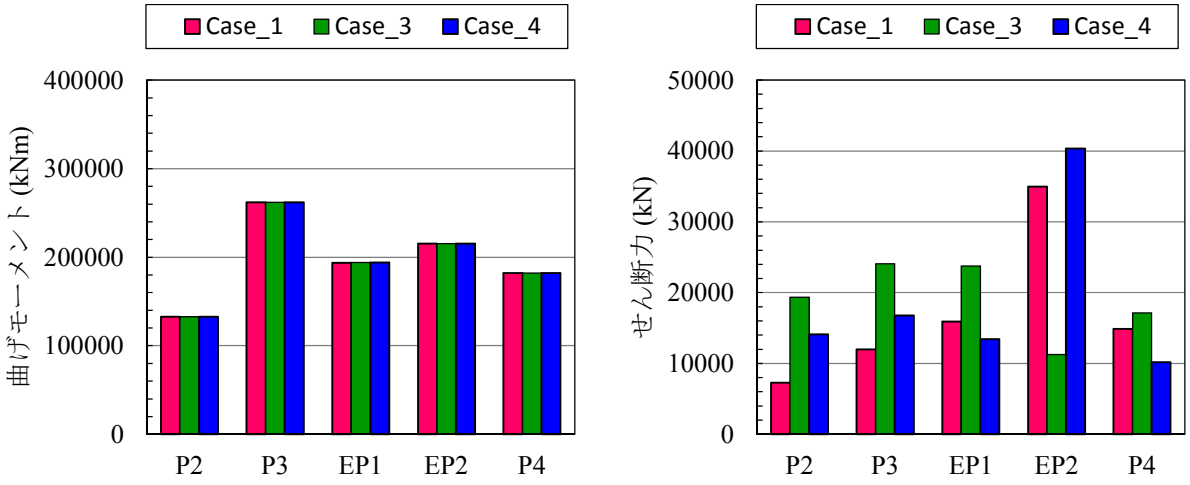
(3) 橋脚・エンドポスト基部の応答

図-5.28 に橋脚及びエンドポスト基部に生じる最大面外曲げモーメント，最大せん断力の比較を示す．振幅 2 倍の場合の最大面外曲げモーメントは，振幅 1 倍の場合と同じく，降伏を超える程の面外曲げモーメントが生じるため，頭打ちとなり，Case_1，Case_3，Case_4 で一致した．

図-5.29 に橋脚，エンドポストの面外曲げ方向の履歴応答を示す．**図-5.29** より，P3 橋脚では Case_3 の履歴曲線が最も大きく描かれており，P4 橋脚では Case_1 の履歴曲線が大きく描かれていた．このように，ねじり挙動を厳密に考慮するか，等価線形で簡易的に評価するかによって，橋梁全体系の振動特性が大きく変化し，応答曲率の評価に大きな影響を及ぼすことがわかる．

また，各橋脚，エンドポストの最大せん断力において，振幅 1 倍の場合は，塑性化のタイミングの違いによる振動特性の変化によって，わずかに最大せん断力の応答が異なる箇所が確認される程度の違いであった．しかし，振幅 2 倍の場合，各解析ケースによって分布が大きく異なっていることがわかる．Case_1，Case_4 では，EP2 で局所的に最大せん断力が大きくなっているが，Case_3 では EP2 の最大せん断力が他のケースに比べて小さく，その他の橋脚では全体的に大きくなる傾向を示した．

Case_1 と Case_2 の最大応答の比較でも述べたとおり，本解析モデルでは，ねじり挙動を厳密に考慮するかしないかによって，橋脚，エンドポストの応答曲率や最大せん断力に大きな違いが生じることが明らかになった．



(a) 最大面外曲げモーメント　　(b) 最大せん断力

図-5.28　Case_3，CVase_4（ねじり等価線形解析）の最大応答との比較

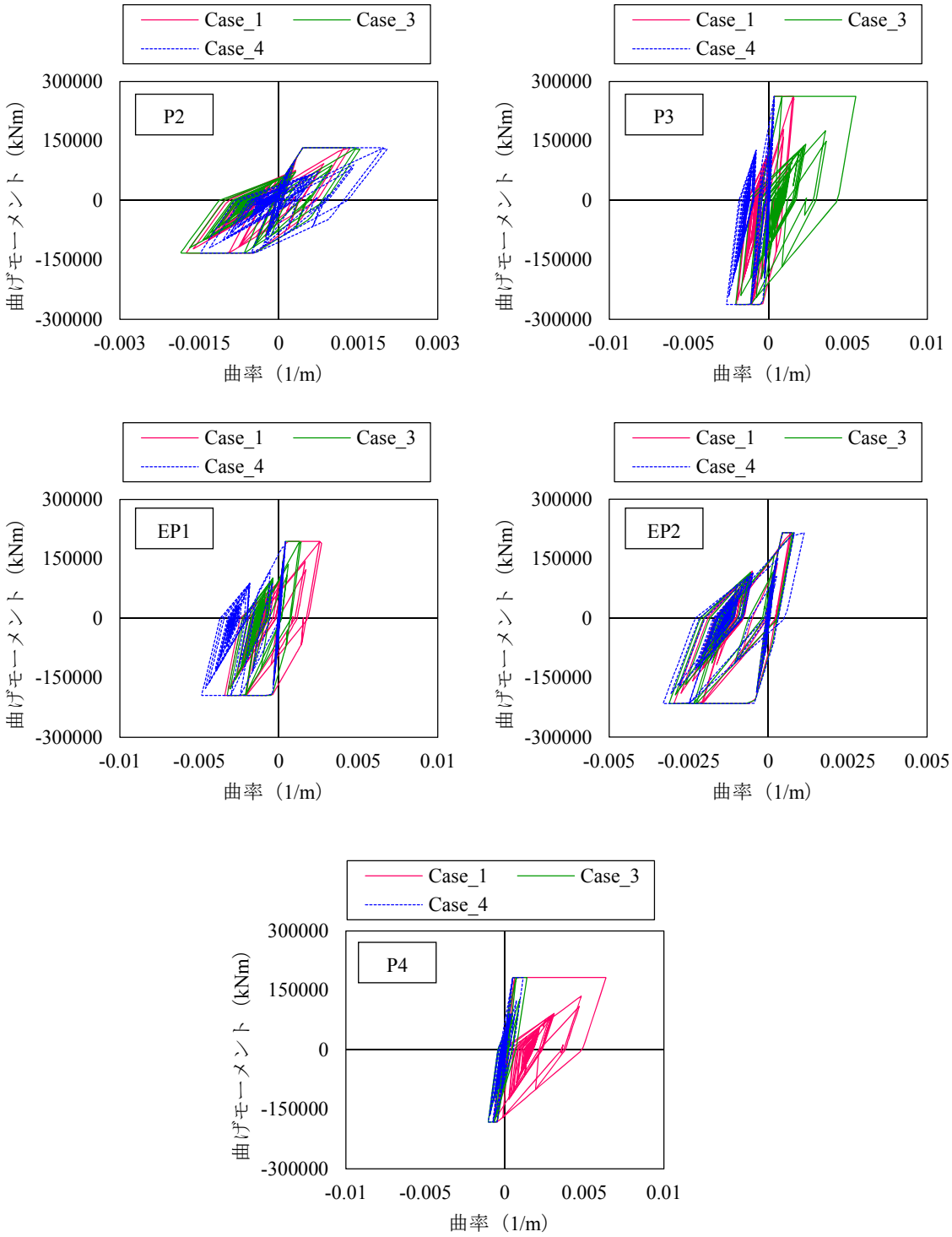
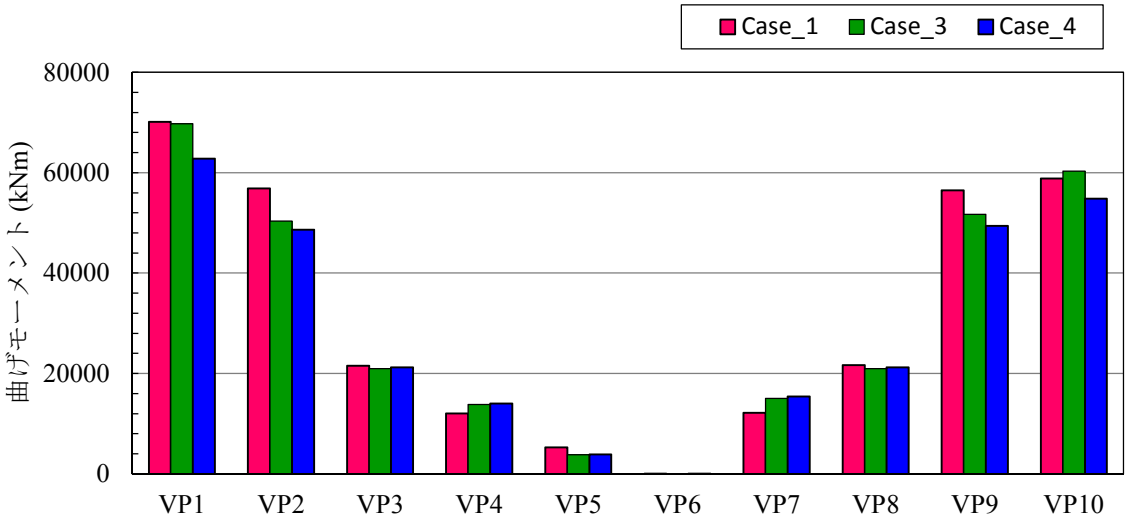


図-5.29　Case_3，Case_4（ねじり等価線形解析）の橋脚の面外曲げ履歴応答との比較

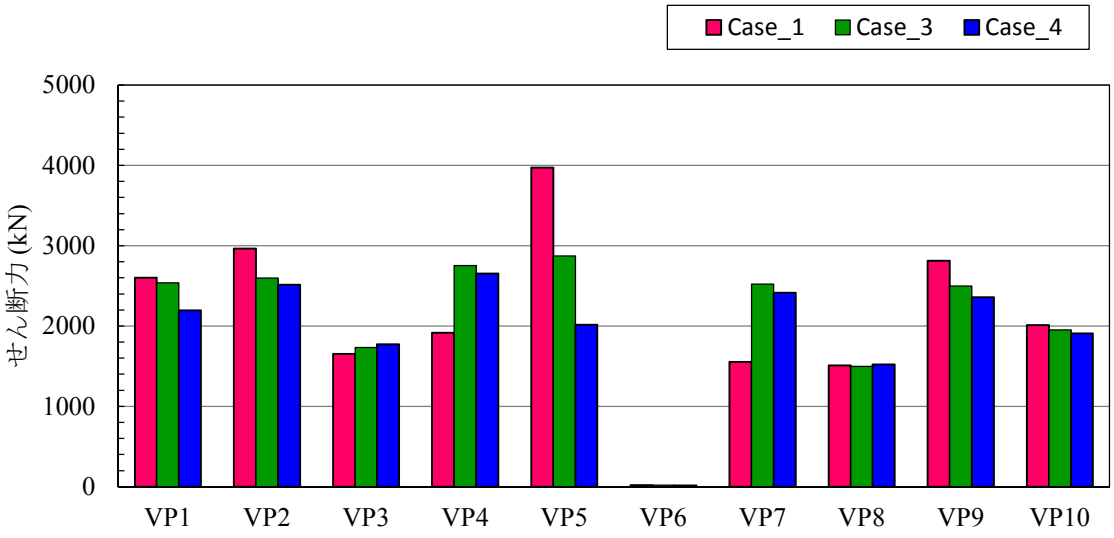
（4）鉛直材基部の応答

図-5.30 に Case_1，Case_3，Case_4 より得られた鉛直材基部に生じる最大面外曲げモーメント及び最大せん断力の比較を示す．振幅 1 倍の場合の Case_1 の最大曲げモーメントは，両端の鉛直材で Case_3，Case_4 の方が小さく，中央に位置する鉛直材では Case_1 と Case_3，Case_4 で等しくなる傾向が確認された．振幅 2 倍とした場合でも，最大曲げモーメントは大きくなるものの，同傾向を示した．

また，最大せん断力についても，振幅 1 倍の場合と同様に，両端の鉛直材と中央の VP5 で，Case_1 の最大せん断力がその他の解析ケースに比べて大きくなる傾向を示した．



（a）最大面外曲げモーメント



（b）最大せん断力

図-5.30　Case_2（ねじり線形解析）の最大応答との比較

5.8 本章のまとめ

5.8.1 ねじり非線形部材が生じない場合（振幅 1 倍の場合）

本検討において，振幅 1 倍の場合，ねじりを厳密に考慮した Case_1 とねじり線形解析の Case_2 で，補剛桁，アーチリングの断面力はほぼ同程度であった．しかし，橋脚のせん断力や鉛直材の曲げモーメント，せん断力については，Case_2 の方が Case_1 に比べて小さい箇所も見られ，橋脚や鉛直材の断面力を危険側で評価する可能性があることがわかった．

また，ねじり剛性を初期剛性の 1/4，1/10 とした Case_3，Case_4 では，補剛桁及びアーチリングに生じる最大曲げモーメントの分布が Case_1 の分布とは異なり，また，補剛桁，アーチリングに作用するねじりモーメントを過小評価した．さらに，橋脚，鉛直材の最大せん断力についても，比較的小さく評価する傾向にあった．このように，ねじり剛性を小さく設定する場合は，振動モードの変化の影響が現れ，最大断面力を適切に評価できない可能性がある．

5.8.2 ねじり非線形部材が生じる場合（振幅 2 倍の場合）

振幅 2 倍の場合，Case_1 では，ねじり非線形に入る部材が現れることから，ねじり挙動を厳密に考慮した補剛桁，アーチリングの最大ねじりモーメントは，Case_2 に比べて小さくなる箇所が見られた．また，橋脚及びエンドポストのせん断力，鉛直材の面外曲げモーメント，せん断力はねじりの履歴減衰により，Case_1 の応答が Case_2 に比べて小さくなる傾向が見られ．Case_2 で評価することによって全体的に安全側の評価となることがわかった．しかし，橋脚の履歴応答については，Case_1 の応答曲率が Case_に比べて非常に大きくなる箇所もあり，橋脚の損傷を危険側で評価する可能性があることが明らかになった．

また，ねじり剛性を初期剛性の 1/4，1/10 とした Case_3，Case_4 では，振幅 1 倍の場合と同様に，補剛桁及びアーチリングに生じる最大曲げモーメントの分布が Case_1 と異なった．また，補剛桁，アーチリングのねじりモーメントは，Case_1 ではねじり非線形に入る部材が現れることで最大ねじりモーメントが低減され，Case_3 と同程度となる箇所も見られたが，概ね Case_1 の最大ねじりモーメントが大きくなり，Case_3，Case_4 では過小評価することがわかった．橋脚，鉛直材の最大せん断力は，ねじり非線形を考慮すること，またねじり等価線形解析の剛性を変化させることによっても変化することが知られ，ねじり挙動を厳密に考慮した解析の必要性が示された．

参考文献

1) 土木学会西部支部：中径間橋梁の動的耐震設計，pp.37-79，2002.
2) (社)日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料－PC ラーメン橋・RC アーチ橋・PC 斜長橋・地中連続壁基礎・深礎基礎等の耐震設計計算例－，3. 鉄筋コンクリートアーチ橋の設計計算例，pp.49-52，1998.
3) 大塚久哲，宇山友理，秦逸平 : RC 柱部材のねじり剛性低下の定式化と動的解析への適用の研究，構造工学論文集 A，Vol.55A，pp.680-690，2009.
4) (社)日本道路協会：道示示方書・同解説，V 耐震設計編，pp.109-131, 2012.

第 6 章　結論

第 6 章では，第 2 章から第 5 章で得られた知見についてまとめる．また，最後にねじり挙動を厳密に考慮した地震応答解析に関する今後の展望について述べる．

(1) RC 部材に対するねじり交番載荷実験

充実断面，1 室中空断面，3 室中空断面を有する RC 部材に対する純ねじり交番載荷実験より，軸応力比は，ひび割れ発生時のねじりモーメント，ねじり降伏発生時のねじりモーメント，最大耐力時のねじり角及びねじりモーメントに影響を与えることを明らかにした．また，帯鉄筋間隔は，最大耐力時のねじり角に影響を与えることを示した．さらに，中空壁厚を厚くすると，ひび割れ発生時，ねじり降伏発生時，最大耐力発生時のねじりモーメントが大きくなることがわかった．また，最大耐力時のねじりモーメントについては，帯鉄筋間隔が疎な場合にのみ壁厚に応じて大きくなることを確認した．

また，ねじりと曲げの複合交番載荷実験より，複合荷重時のねじり履歴曲線及び曲げ履歴曲線は，複合荷重の影響により，純荷重時のねじり履歴曲線及び曲げ履歴曲線に比べて耐力が小さくなることを明らかにした．また，純ねじり型ではらせん状に生じていたひび割れが，ねじり卓越型，中間型，曲げ卓越型，純曲げ型と変化するに応じて，上面では曲げせん断ひび割れとなり，側面では水平方向のひび割れに変化することを明らかにした．純ねじり型の場合，概ね部材中央でかぶりコンクリートの剥離，剥落が観察されたのに対して，曲げモーメントの比率が大きくなると，基部付近での損傷が著しくなり，かぶりコンクリートの剥離後に急激に耐力低下することを確認した．

(2) ねじり交番荷重を受ける RC 部材の三次元有限要素解析

充実断面，1 室中空断面，3 室中空断面シリーズそれぞれに対して 3 次元有限要素解析モデルを作成し，実験をシミュレーションした再現解析を実施した．その結果より，充実断面の場合は，ひび割れが断面中心まで，1 室中空及び 3 室中空断面シリーズの場合は，ひび割れが中空内面まで到達することによって，ねじり剛性が急変するねじり降伏が発生することを確認した．

充実断面シリーズ及び 3 室中空断面シリーズにおいて，解析は純ねじり型，純曲げ型の実験より得られた履歴曲線を比較的良好に再現できることを示した．しかし，複合荷重を作用させた場合，卓越しない側，つまりねじり卓越型の曲げ履歴曲線，曲げ卓越型のねじり履歴曲線を再現するには至らなかった．解析より得られたねじりと曲げの相関曲線では，解析のひび割れ相関曲線は実験より全体的に下回るが，ねじり降伏相関曲線及び曲げ降伏相関曲線は比較的良好に再現できることを明らかにした．また，複合荷重を作用させた場合に，曲げモーメントの比率が大きくなるにつれて，ひび割れ分布が基部に集中する傾向を解析でも捉えられることを示した．

1 室中空断面シリーズに対する再現解析においても，最大耐力までの履歴曲線を良好に再現することができており，本解析モデルを使用することで，中空壁厚の変化，帯鉄筋間隔の変化による剛性や耐力の変化を評価することができることを明らかにした．

(3) ねじりと曲げの相関特性を考慮した地震応答解析手法の提案

ひび割れ相関曲線は，有限要素解析の再現性に乏しかったため，充実断面シリーズの実験結果に基づき，軸応力比をパラメータとした相関曲線式を提案した．ねじり降伏相関曲線は，軸応力比と帯鉄筋間隔がその形状に及ぼす影響が小さいことを明らかにした．曲げ降伏相関曲線は，曲げが比較的卓越することから主鉄筋降伏によって曲げ剛性が低下する領域とねじりが大きく卓越することによってコンクリートの圧縮軟化によって曲げ剛性が低下する領域Ⅱに区別し，それぞれの領域に対して軸応力比及び帯鉄筋間隔をパラメータとした式を提案した．

設計ひび割れ耐力では，壁厚比が 0.15 より小さい場合のひび割れ耐力が大きく評価されることから，せん断流理論で想定するせん断応力分布と有限要素解析より得られたせん断応力分布の違いを考慮するための係数を提案した．ねじり降伏時のせん断応力分布とひび割れ発生時のせん断応力分布は大きく変化せず，最大せん断応力が異なることを明らかにした．このことから，ねじり降伏時の最大せん断応力とひび割れ発生時の最大せん断応力の違いを考慮する係数を提案した．また，2 次剛性と初期剛性の比は，帯鉄筋体積比と相関関係が見られ，帯鉄筋体積比をパラメータとした式を提案した．最後に，ねじり履歴モデルとして，武田モデルを代用する場合の除荷勾配決定用係数 α=0.75 を使用することを提案した．

(4) ねじりと曲げの相関特性を考慮した地震応答解析の適用事例

本解析モデルにおいて，振幅 1 倍の場合，ねじりを厳密に考慮した地震応答解析とねじり線形解析で，補剛桁，アーチリングの断面力はほぼ同程度であった．しかし，橋脚のせん断力や鉛直材の曲げモーメント，せん断力については，ねじり線形解析では断面力を危険側で評価する可能性があることを示した．また，ねじり剛性を初期剛性の 1/4，1/10 とした解析では，補剛桁及びアーチリングに生じる最大曲げモーメントの分布が，ねじり挙動を厳密に考慮した場合とは異なり，また，補剛桁，アーチリングに作用するねじりモーメントを過小評価した．さらに，橋脚，鉛直材の最大せん断力についても，比較的小さく評価した．このように，ねじり剛性を小さく設定する場合は，振動モードの変化の影響が現れ，最大断面力を適切に評価できない可能性があることを示した．

振幅 2 倍の場合，ねじり挙動を厳密に考慮した地震応答解析では，ねじり非線形に入る部材が現れることから，ねじり挙動を厳密に考慮した補剛桁，アーチリングの最大ねじりモーメントは，ねじり線形解析に比べて小さく評価する箇所が見られた．また，ねじり挙動を厳密に考慮した場合，ねじりの履歴減衰が考慮されることから，橋脚及びエンドポストのせん断力，鉛直材の面外曲げモーメント，せん断力は，ねじり線形解析に比べて小さく評価した．その結果，ねじり線形解析によって断面力を評価することによって全体的に安全側の評価となることを明らかにした．しかし，ねじり挙動を厳密に考慮することで，橋脚の応答曲率が非常に大きくなる箇所もあり，橋脚の損傷を危険側で評価する可能性があることを明らかにした．ねじり剛性を初期剛性の 1/4，1/10 とした解析では，振幅 2 倍の場合でも，補剛桁，アーチリングのねじりモーメントを過小評価することを示した．橋脚，鉛直材の最大せん断力は，ねじり非線形を考慮すること，またねじり等価線形解析の剛性の違いにより変化することが明らかとなり，ねじり挙動を厳密に考慮した解析の必要性が示された．

(5) 今後の展望

本検討では，RC アーチ橋に対してねじり挙動を厳密に考慮した地震応答解析を実施した．その結果，従来の設計法では生じるねじりモーメントを過小評価する恐れがあり，ねじり挙動を厳密に考慮することの有意性を示した．一方で，ねじり挙動を厳密に考慮すると，ねじりと曲げの相関曲線を考慮した影響により早い段階で補剛桁，アーチリングが塑性化し，またねじり履歴モデルを考慮することでねじりの履歴減衰が働くことから，ねじりモーメント以外の最大断面力が概ね小さく評価される結果となった．このことから，ねじり挙動を厳密に考慮することによって，断面を縮小することが可能となり，より経済的な設計を行うことが可能となると期待される．

また，本検討では RC アーチ橋に対して地震応答解析を実施したが，その他にも大きなねじりモーメントが作用することが予想される構造部材として，逆 L 字型橋脚や曲線橋の桁などが挙げられる．特に，逆 L 字型橋脚ではねじりモーメントが曲げモーメントに対して卓越するような荷重状態となることも予想され，ねじりの非線形性を考慮したことによる影響，ねじりと曲げの相関特性を考慮することによる曲げ耐力の低下の影響が大きく表れる構造であると考えられる．このような構造の耐震設計を行う上で，本研究がその一助となることを期待したい．

謝辞

本研究を遂行するにあたって，九州大学大学院名誉教授大塚久哲先生には，大学 4 年次に建設振動工学研究室に配属されて以来，6 年間ご指導いただきました．著者が今回博士論文を執筆するまでに至ったのも，大塚先生が真摯にご指導してくださったおかげです．また，大塚先生には，本研究だけでなく，様々な研究テーマに携わらせていただき，また数多くの研究発表の場を設けていただき，大変貴重な経験をさせていただきました．教授を退官されてもなお，研究に熱心に取り組む姿勢は大変印象深く，研究者としての在るべき姿を示していただいたと思っております．6 年間本当にありがとうございました．心より御礼申し上げます．

九州大学大学院建設振動工学研究室准教授梶田幸秀先生は，日頃から優しく接していただき，多岐に渡るアドバイスを頂きました，また，担当の学生でないにも関わらず，著者の質問や疑問に対して一つひとつ丁寧に答えてくださり，大変勉強になりました．最後に，本論文の主査を務めていただき，誠にありがとうございました．心より御礼申し上げます．

建設振動工学研究室助教崔準祜先生には，大学 4 年次から，研究に限らず，著者の就職活動や今後の進路などについて，いつも相談に乗っていただきました．また，著者ら学生が楽しく快適に研究室での生活を過ごすことができたのも，先生が学生を気に掛け，時に優しく時に厳しく接してくださったおかげだと思います．本当にありがとうございました．心より御礼申し上げます．

建設振動工学研究室技術職員山崎智彦氏は，著者らの実験の工程管理から実験準備，実験の実施まですべてを担当していただき，実験を成功に導いてくださりました．また，実験について熟知されており，実験結果の考察をする上で大変貴重な助言を頂くことができました．本当にありがとうございました．心より御礼申し上げます．

建設振動工学研究室の諸先輩方には，研究や今後の進路について貴重な助言を頂きました．特に，秦逸平氏や筬島隆司氏は熱心に研究の指導に当たってくださり，多くの助言を頂くとともに，研究に対する姿勢など，多くのことを学ばせて頂きました．心より御礼申し上げます．

最後に，副査を務めてくださった九州大学大学院建設設計工学研究室教授日野伸一先生，構造解析研究室教授園田佳巨先生をはじめ，建設振動工学研究室同期諸子や本研究を支えてくださった皆様のおかげで無事に博士論文の執筆を終えることができました．厚く御礼申し上げます．今後の皆様のご活躍とご健闘を願う次第であります．

2015 年 1 月