

## 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

九州大学大学院	修士 (工学)	○服部 匡洋
大塚社会基盤総合研究所	正会員 工博	大塚 久哲
清水建設株式会社	修士 (工学)	新田 直也
九州大学大学院	博士 (工学)	崔 準祐

Abstract : The structural members subjected to large torsional loading, i.e. arch ribs in arch bridges and L-shape piers, are increasing with the constructions of long span bridges and the constraint condition of bridge design. Therefore, the torsional nonlinearity and the interaction curves between bending moment and torsional moment needs to be considered in general earthquake response analyses. In this study, FEA varied with the axial force, the pitch of hoop ties and the ratio of loads between bending and torsional loadings were conducted. From the FEA results, the effects of these to interaction curves between bending moment and torsional moment were investigated in detail and the equations of the interaction curves between bending moment and torsional moment were formulated based on FEA results.

Key words : FEA, torsion, bending, interaction curve

### 1. はじめに

橋梁の長大化や立地条件の制約に伴い、図-1 に示すような RC アーチ橋のアーチリブや逆 L 字型の橋脚等、大きなねじりモーメントが生じる部材が増加しつつある。既往研究<sup>1)</sup>より、RC 構造物に軸力、曲げ、せん断に加えて、ねじりモーメントが作用すると、それぞれが単独に作用した場合と比較して耐力が低下することが知られている。しかし、一般的な地震応答解析においては、ねじりひび割れの発生が想定される部材を、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のみで、ねじりの非線形特性やねじりと曲げの相関特性は考慮されていない。そして、これらが橋梁の地震時応答にどの程度の影響を及ぼすかについてもあまり認識されていない。このため、本研究室では既設 RC アーチ橋のアーチリブ部材を模擬した 3 室箱桁断面 RC 供試体に対するねじりと曲げの正負交番載荷実験<sup>1),2)</sup>を実施し、RC 部材のねじりに対する耐荷機構や破壊メカニズムを明らかにしてきた。また、ねじりと曲げの複合交番載荷実験に対し、3次元有限要素法を使用したシミュレーション解析<sup>3)</sup>を実施し、実験のねじり及び曲げ履歴曲線やひび割れ分布を比較することで、その再現性が良好であることを示した。

本研究では、地震応答解析に適用するためのねじりと曲げの相関曲線の提案を目的とし、ねじり剛性が急激に低下するねじり降伏耐力及び曲げ骨格曲線の第 2 折れ点にあたる曲げ降伏耐力におけるねじりと曲げの相関曲線に着目した。本稿では、軸応力比や帯鉄筋間隔、ねじりと曲げの載荷比率を変化させたパラメトリック解析を実施し、ねじりと曲げの相関曲線に対して各パラメータが与える影響を明らかにし、それぞれのパラメータを考慮したねじりと曲げの相関曲線の定式化について示した。

### 2. 3室箱桁断面を有するRC部材に対するねじりと曲げの交番載荷実験及び有限要素解析概要

#### 2.1 3室箱桁断面を有するRC部材に対するねじりと曲げの交番載荷実験概要

実験供試体のセットアップ状況を図-2 に示す。供試体のアーチリブは、294×798mm の横長方形型に 210×210mm の 3 つの中空を有する断面形状であり、全長は 1600mm の鉄筋コンクリート (RC) 製であ



図-1 RC アーチ橋の一例



図-2 実験供試体セットアップ状況

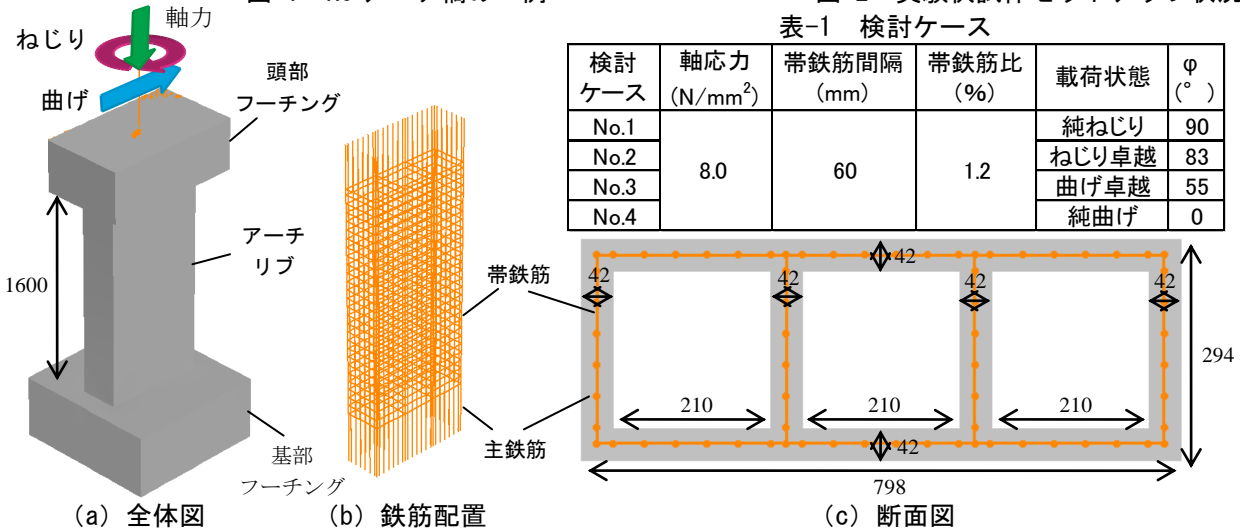


図-3 解析モデル概要 (単位: mm)

表-1 検討ケース

検討ケース	軸応力 (N/mm <sup>2</sup> )	帯鉄筋間隔 (mm)	帯鉄筋比 (%)	载荷状態	φ (°)
No.1	8.0	60	1.2	純ねじり	90
No.2				ねじり卓越	83
No.3				曲げ卓越	55
No.4				純曲げ	0

る。局部破壊を避けるために、柱上下端にフーチングを設けた。頭部フーチングを载荷装置に固定し、軸力、ねじり荷重、曲げ荷重を作用させる。コンクリートの設計基準強度は  $40\text{N/mm}^2$  とした。鉄筋は全て SD295, D6 を使用した。実験ケースを表-1 に示す。本実験では、パラメータは载荷比率 (φ) のみである。载荷比率とは、部材に曲げとねじりが同時に作用した場合に、どちらの荷重が卓越しているかを定量的に表すパラメータである。これは、载荷比率が  $90^\circ$  に近づくほどねじりが卓越し、 $0^\circ$  に近づくほど曲げが卓越していることを意味する。载荷パターンは、まず供試体に所定の軸力を载荷した後、それを一定に保持した状態で、頭部フーチングにねじり変位角制御、曲げ変位制御による正負交番载荷を行う。交番载荷は、1 ループ目で正負方向にそれぞれひび割れが発生するまで载荷し、2 ループ目でねじり降伏点まで描くことを基本とした。ここで、ねじり降伏点はねじり剛性が急激に低下する点、曲げ降伏点は最外縁の主鉄筋の降伏点と定義した。2 ループ目以降は、ねじり降伏時のねじり角及び曲げ変位の整数倍として繰り返し载荷を実施した。また、既設 RC アーチ橋に対する動的解析結果において、最大ねじりモーメント発生時に対象アーチリブ断面に生じた軸応力である  $8.0\text{N/mm}^2$  (設計基準強度の 20%) を初期軸応力として与えた。

## 2.2 有限要素解析概要

パラメトリック解析には、汎用解析ソフト FINAL を使用し、図-3 に示すような 3 次元有限要素解析モデルを作成した。コンクリートはソリッド要素、主鉄筋及び帯鉄筋はトラス要素、頭部フーチング上端の载荷板とジャッキを剛梁要素でモデル化した。柱部分のコンクリート要素は、ひび割れを分布ひび割れモデルで表現した。非線形特性については、コンクリートの圧縮応力-ひずみ関係には修正 Ahmad モデル<sup>4)</sup>を使用した。テンションスティフニング特性には出雲らのモデル<sup>5)</sup>を使用した。ひび割れ後のせん断伝達特性には長沼の提案モデル<sup>6)</sup>を使用した。また、鉄筋の繰り返し応力下の履歴特性については、Ciampi らにより提案された修正 Menegotto-Pinto モデル<sup>7)</sup>を用いた。なお、コンクリー

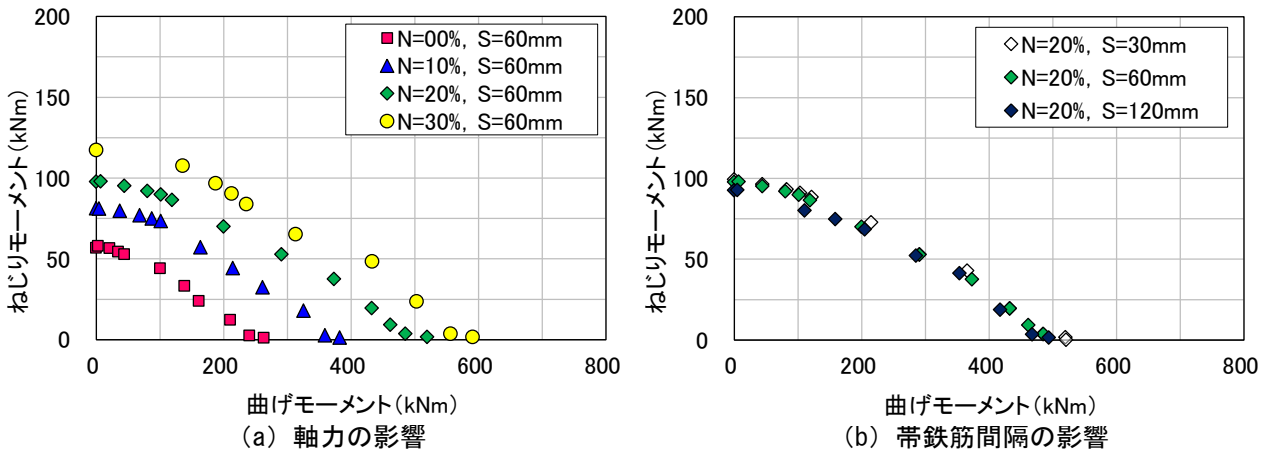


図-4 ねじり降伏相関曲線の比較

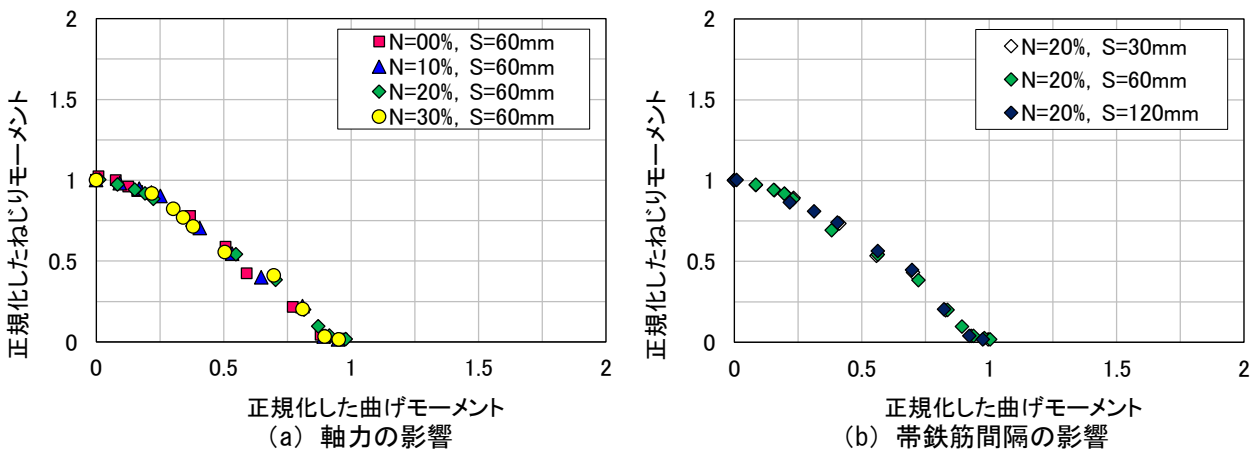


図-5 正規化したねじり降伏相関曲線の比較

トと鉄筋の付着は完全付着とした。解析においては、剛梁でモデル化したジャッキ天端に鉛直力及び強制回転変位を与えることで、軸力とねじりモーメントを作用させた。解析におけるねじりモーメント及び曲げモーメントの载荷パターンは、実験と同様である。

### 3. 軸力、帯鉄筋間隔及び载荷比率を変化させたパラメトリック解析

パラメトリック解析では、実験と同様に、設計基準強度の 20%である軸応力  $8.0\text{N/mm}^2$ 、帯鉄筋間隔 60mm を標準ケースとした。軸応力は、設計基準強度の 0%、10%、30%と変化させた 3 パターンを実施した。また、帯鉄筋間隔は標準より密な 30mm と疎な 120mm とした 2 パターンを実施した。各パターンにおいて、载荷比率は  $0^\circ$  から  $90^\circ$  まで、 $15^\circ$  刻みで変化させ、载荷比率が  $75^\circ$  以上のねじりが大きく卓越する領域、 $15^\circ$  以下の曲げが大きく卓越する領域では、適宜载荷比率を細かく刻んだ解析を実施した。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-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  $54.2\text{N/mm}^2$ 、引張強度は  $3.8\text{N/mm}^2$ 、弾性係数は  $2.56 \times 10^4 \text{N/mm}^2$  であった。

ねじり降伏時のねじりモーメント、曲げモーメントをプロットすることで得られたねじり降伏相関曲線を図-4 に示す。軸応力 20%、帯鉄筋間隔 60mm の標準ケースから、軸応力を 0%、10%、30%と変化させた場合のねじり降伏相関曲線を図-4 (a) に、標準ケースから帯鉄筋間隔を 30mm、120mm と変化させた場合のねじり降伏相関曲線を図-4 (b) に示す。ねじり降伏は表面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から、軸応力が大きくなるとひび割れの進展が抑制され、ねじり降伏耐力も大きくなる。このため、ねじり降伏相関曲線は軸力が大きくなるほど、外側を描く傾向が確認された。ねじり降伏相関曲線に対する帯鉄筋間隔の影響については、ねじり降伏においては、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

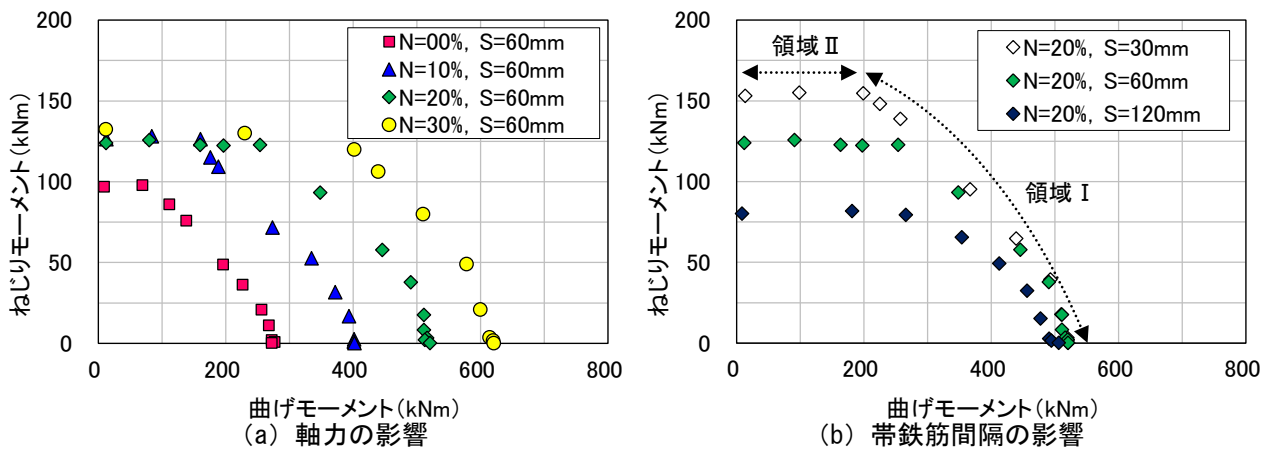


図-6 曲げ降伏相関曲線

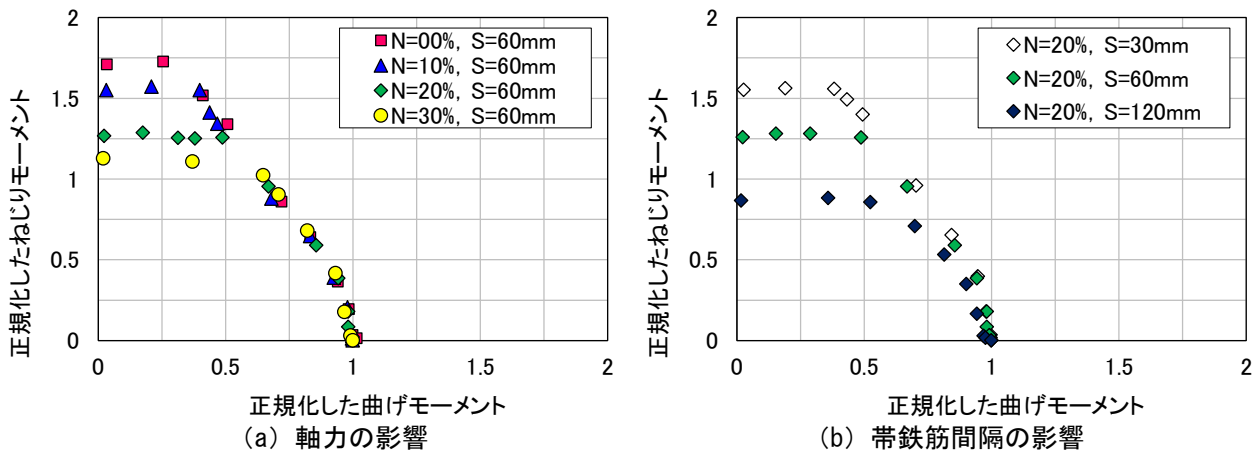


図-7 正規化した曲げ降伏相関曲線

じない。このため、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。

また、ねじり降伏相関曲線の形状を比較するため、純ねじりモーメント (y 切片) 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、正規化したねじり相関曲線を図-5 に示した。図-4 (a) より、軸応力によりねじり降伏相関曲線は変化した。正規化を行いねじり降伏相関曲線の形状を比較すると、軸応力はほとんど影響を与えないことがわかる。したがって、ねじり降伏相関曲線の形状には、軸応力も帯鉄筋間隔もさほど影響を与えないといえる。

曲げ降伏相関曲線について、曲げ降伏時のねじり、曲げモーメントをプロットすることで得られた曲げ降伏相関曲線を図-6 に示す。標準ケースに加え、軸力を 0%, 10%, 30% と変化させた場合の曲げ降伏相関曲線を図-6 (a) に、標準ケースから帯鉄筋間隔を 30mm, 120mm と変化させた場合の曲げ降伏相関曲線を図-6 (b) に示す。ここで、曲げ降伏相関曲線は曲線的に描かれる領域 I と直線的に描かれる領域 II に区分することができる。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、ねじりが大きく卓越する領域 II では、図-8 に示すように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。ここで、同一ケースにおける剛性低下点での有限要素モデルに発生するひび割れ及び圧縮軟化要素分布を図-9 に示す。ひび割れは黒線で、圧縮軟化要素は赤色で示した。図-9 より、剛性低下点の次ループでは、外フランジの基部付近で圧縮軟化要素が増大している。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と考えられる。

図-6 (a) 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、外側を描いた。



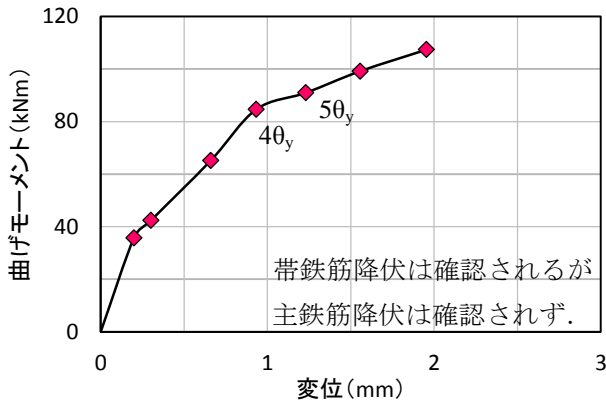


図-8 ねじりが大きく卓越する領域における正側の曲げ包絡線の一部 ( $\phi=85^\circ$ )

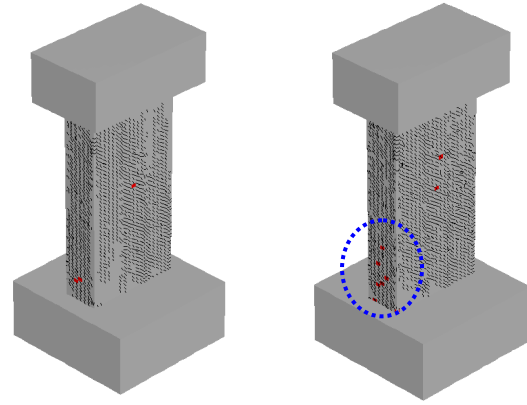


図-9 ひび割れ及び圧縮軟化要素分布

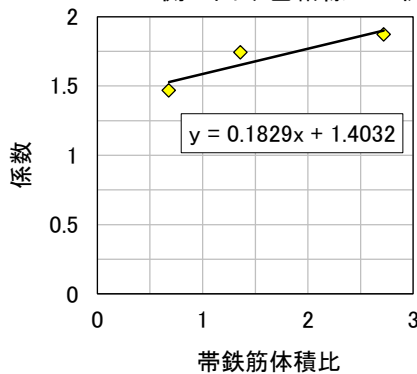
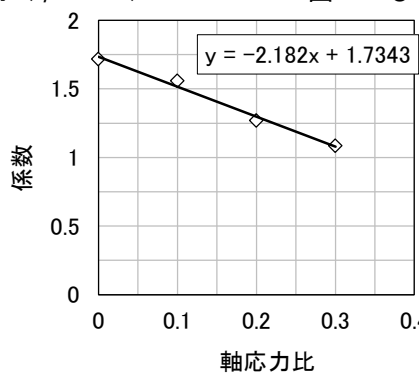
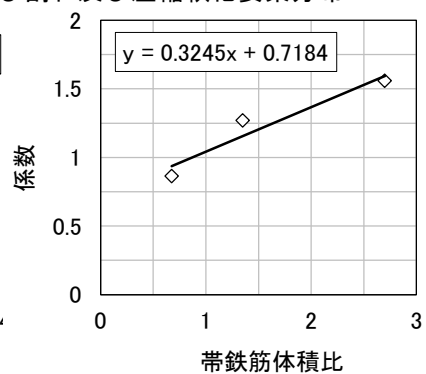


図-10 曲げ降伏相関曲線における領域 I の定式化



(a) 軸応力比との関係



(b) 帯鉄筋体積比との関係

図-11 曲げ降伏相関曲線における領域 II の定式化

領域 II も同様の傾向を示すが、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り、同じ直線上を描いた。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ている。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から、帯鉄筋降伏が先行する場合、帯鉄筋量によってねじり耐力が決定される。このため、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。図-6 (b) より、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と同様に、曲げ降伏相関曲線の形状を比較するために、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て、正規化した曲げ降伏相関曲線を図-7に示す。図-7 (a) より、領域 I では、正規化した曲げ降伏相関曲線に対して軸応力が与える影響は小さいことがわかる。しかし、領域 II では、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。また、図-7 (b) より、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。

#### 4. 3室箱桁断面を有するRC部材におけるねじりと曲げの相関曲線の定式化

図-5、図-7に示した正規化したねじりと曲げの相関曲線について、軸応力及び帯鉄筋間隔の影響を考慮した定式化を行う。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20%、帯鉄筋間隔60mmの標準ケースにおいて得られたねじり降伏相関曲線を、最小二乗法により2次曲線で近似することで、式(1)が得られた。なお、純曲げ載荷時にねじり降伏が発生することはないため、この点は除く。

$$M_{t_{-y}}/M_{t_{-y0}} = -0.717(M_{b_{-y}}/M_{b_{-y0}})^2 - 0.401(M_{b_{-y}}/M_{b_{-y0}}) + 1 \quad (1)$$

曲げ降伏相関曲線は、領域Ⅰ，領域Ⅱそれぞれの定式化を実施した。領域Ⅰについては、ねじり降伏相関曲線と同様に、最小二乗法を使用した2次曲線で近似する。領域Ⅰでは、軸応力の影響は小さく、帯鉄筋間隔の影響が大きいため、帯鉄筋体積比 $\rho_s$ のみをパラメータとした。このとき、 $\rho_s$ は0.675% (120mm)，1.35% (60mm)，2.70% (30mm)であった。帯鉄筋間隔30mm，60mm，120mmのそれぞれのケースに対して最小二乗法を適用し、近似した際に得られた2次曲線の係数と帯鉄筋体積比の関係を図-10に示す。

$$M_{t_{-by}}/M_{t_{-y0}} = -(0.183\rho_s + 1.403)\{(M_{b_{-by}}/M_{b_{-y0}})^2 - 1\} \quad (2)$$

また、領域Ⅱでは、軸応力、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 $\rho_s$ を考慮した定式化を行う必要がある。図-7に示した各ケースにおける領域Ⅱのy切片と軸応力比及び帯鉄筋体積比の関係を図-11に示す。ここで、y切片は主鉄筋降伏に先行してコンクリートの圧縮軟化による曲げ剛性の低下が確認されたケースの平均値を使用した。曲げ降伏相関曲線の領域Ⅱは式(3)より表される。

$$M_{t_{-by}}/M_{t_{-y0}} = 1.268 - 2.182(N_0 - 0.2) + 0.3245(\rho_s - 1.35) \quad (3)$$

## 5. おわりに

有限要素法を使用し、軸応力及び帯鉄筋間隔を変化させたパラメトリック解析を実施し、ねじりと曲げの相関曲線の定式化を行った。

- 1) 軸応力と帯鉄筋間隔がねじり降伏相関曲線の形状に及ぼす影響は小さい。
- 2) 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)に区別された。
- 3) 領域Ⅰでは、曲げ降伏相関曲線の形状に対して、軸応力の影響は小さく、帯鉄筋間隔の影響が大きいため、帯鉄筋体積比 $\rho_s$ のみをパラメータとした。
- 4) 領域Ⅱでは、軸応力及び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から、軸応力比 $N_0$ 、帯鉄筋体積比 $\rho_s$ をパラメータとした。

## 参考文献

- 1) 箆島隆司，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.
- 2) 大塚久哲，箆島隆司，今村 壮宏：CFS巻き立て補強を施した3室中空断面RC部材の複合荷重下における力学特性に関する研究，土木構造・材料論文集，第27号，pp.53-60，2011.
- 3) 新田直也，大塚久哲，崔準祐，服部匡洋：ねじりと曲げの交番荷重を受ける三室箱桁の有限要素解析，第1回九州橋梁・構造工学研究会シンポジウム，2013.
- 4) 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.
- 5) 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.
- 6) 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.
- 7) Ciampi,V,et al.:Analytical Model for Concrete Anchorages of Reinforcing Bars Under Generalized Excitations, Report No. UCB/EERC-82/23, Univ. of California, Berkeley, Nov.,1982