

中空断面を有するRCアーチ橋のねじりと曲げの相関を考慮した動的解析

九州大学大学院	修士課程	○新田	直也
九州大学大学院	正会員	工博	大塚 久哲
九州大学大学院	博士課程	服部	匡洋
九州大学大学院	博(工)	崔	準祐

Abstract : When both bending and torsional moments subject to RC members, the strength and rigidity of the members decrease compared to those for pure bending or torsional load condition. However, in non-linear dynamic analysis, interactions between bending and torsional moments are not considered generally, because there are few previous studies on the non-linear characteristics for torsional moments. In this study, firstly, the interaction curves between torsional moments and bending moments of RC piers with hollow section were proposed from the experimental results. Secondly, investigating the non-linear characteristics of RC piers with hollow section from the hysteresis loops, the skeleton curves and unloading stiffness for torsional moments were evaluated. Finally, non-linear dynamic analyses for RC arch bridges using the non-linear characteristics of RC piers with hollow section were conducted.

Key words : RC piers with hollow section, Interaction between bending and torsional moments, Non-linear dynamic analysis, RC arch bridge

1. はじめに

近年、橋梁の長大化や立地条件等による構造物の複雑化に伴い、地震時に大きなねじりモーメントが生じる構造が増加しつつある。例えば、高架橋において橋軸直角方向に偏心した逆L字型のRC橋脚が挙げられる。既往の研究より、RC構造物にねじりモーメントが発生すると曲げ耐力は低下することが知られているが¹⁾、これまでねじりに対する評価においては、ねじりと曲げの相関やねじりの非線形性を厳密に考慮せず、簡易的に評価されてきた。例えば、道路橋の耐震設計に関する資料²⁾では、ねじりひび割れ発生後にねじり剛性が大幅に低下することに対し、ねじりの初期剛性を1/10にした値を用いて等価剛性として評価することにより、ねじり非線形性を考慮している。このねじりの等価剛性に対して、宇山ら³⁾は軸力や曲げ、ねじりの複合荷重を受けるRC部材の実験を行い、その結果に基づいて、軸力比、帯鉄筋体積比、載荷比率をパラメータとした剛性低下率や等価減衰定数の定式化を行った。これらを用いて等価剛性を算定し、等価線形部材としてねじりモーメントを評価する手法を提案した。しかし、この解析では、ねじりと曲げの相関特性やねじりの非線形性を考慮していないため、ねじりに対して厳密に評価しているとは言えない。

そこで、本研究では、扁平な中空断面を有するRC部材に対するねじりと曲げの複合載荷実験⁴⁾結果に基づき、ねじりと曲げの相関曲線、ねじり非線形性を考慮したねじりの骨格曲線、ねじりの履歴復元力特性の定式化を行った。また、中空断面を有するRCアーチ橋を対象とし、こうしたねじりと曲げの相関やねじり非線形特性を厳密に考慮した非線形動的解析と、ねじり非線形特性を等価剛性として簡易的に評価した等価線形解析を実施し、両者の応答比較を行った。

2. ねじりと曲げの複合載荷試験の概要

供試体概要を図-1に示す。供試体の柱部は、294×798mmの横長方形に210×210mmの3つの中空を有する断面形状であり、長さは1600mmである。局部破壊を避けるために、両端はフーチングとして

いる。実験パラメータは載荷比率 (ϕ) である。載荷比率とは、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り、 $\tan^{-1}(\Delta Mt/\Delta Mb)$ の式で表される (ΔMt :ねじりモーメントの増加分, ΔMb :曲げモーメントの増加分)。これは、載荷比率が 90° に近づくほどねじりが卓越し (以下、ねじり卓越型と表記), 0° に近づくほど曲げが卓越している

(以下、曲げ卓越型と表記) ことを意味する。軸応力は、全供試体ともにコンクリートの設計圧縮強度の20%程度の 8.0N/mm^2 である。複合載荷時の載荷方法は、降伏まで載荷割合を一定にするために、曲げとねじりの変形量を各載荷ステップで調整しながら載荷を行うこととした。

3. ねじりと曲げの相関とねじりの非線形特性

3.1 ねじりと曲げの相関曲線

ねじりと曲げの相関曲線は、実験結果に基づいて、ひび割れ、ねじり降伏、曲げ降伏の各イベントでそれぞれ定式化を行った。図-2は、載荷比率に応じて、ひび割れ点、ねじり降伏点、曲げ降伏点をそれぞれプロットし、直線で結んだものである。ここで、ねじり降伏はねじり剛性が急激に低下する点、曲げ降伏は主鉄筋降伏点と定義した。図-2より相関曲線のイメージ図を図-3のように決める。まず、ひび割れ相関曲線については、図-3(a)に示すように、(A)曲げがかかってもねじり耐力が落ちない、純ねじり挙動を示す領域、(B)ねじりと曲げが互いの挙動に影響を与え、純荷重時に比べ耐力の減少が見られる、複合載荷時の挙動を示す領域、(C)ねじりがかかっても曲げ耐力は落ちない、純曲げ挙動を示す領域の3つの領域に区分した。

ここで、(B)領域のひび割れ相関関係については、式(1)に示すように軸力比 N_0 の影響を考慮して定式化を行った。この式は、服部ら⁵⁾が提案した充実断面を有するRC部材のひび割れ相関曲線であり、図-4に示すように今回の実験で得られたひび割れ点がこのひび割れ相関曲線に近似していたことから、この式をそのまま用いることとした。

一方で、降伏相関曲線では、ひび割れ相関曲線とは異なり、ねじり降伏曲線には純ねじり領域、曲げ降伏曲線には純曲げ領域に相当する部分が存在しないため、図-3(b)に示すような相関関係になるが、純荷重時の挙動と複合載荷時の挙動を示す範囲を区別するために境界線を設ける必要がある。ここでは、ねじり降伏の相関曲線では $Mb/Mby0=1.0$ で境界線を引き、曲げ降伏の相関曲線では $Mt/Mty0=1.0$

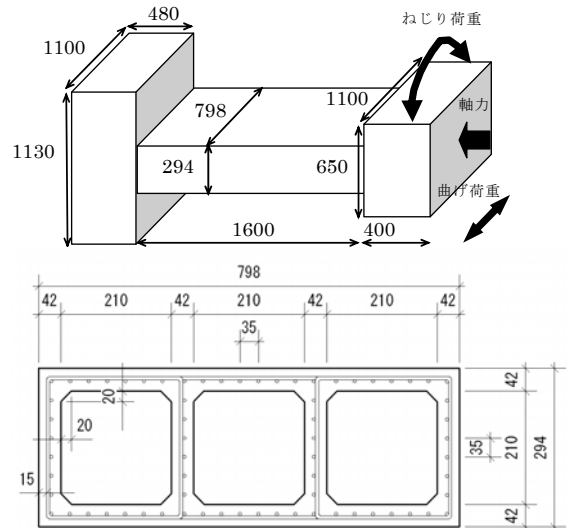


図-1 供試体概要 (単位: mm)

表-1 検討ケース一覧

No.	軸応力 (N/mm ²)	帯鉄筋		載荷比率	
		ctc (mm) 帯鉄筋間隔	ρ_s (%) 帯鉄筋比	ϕ (°)	載荷タイプ
1	8.0	60	1.24	90	純ねじり
2				83	ねじり卓越型
3				55	曲げ卓越型
4				0	純曲げ

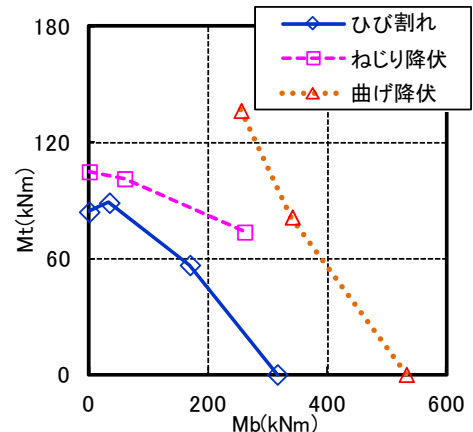
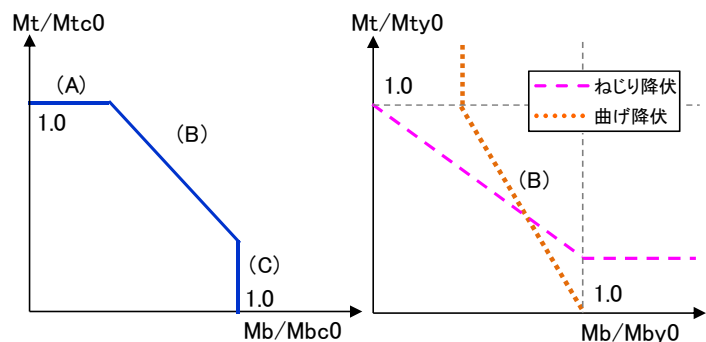


図-2 相関曲線 (実験値)



(a) ひび割れ相関 (b) 降伏相関

図-3 相関曲線のイメージ図

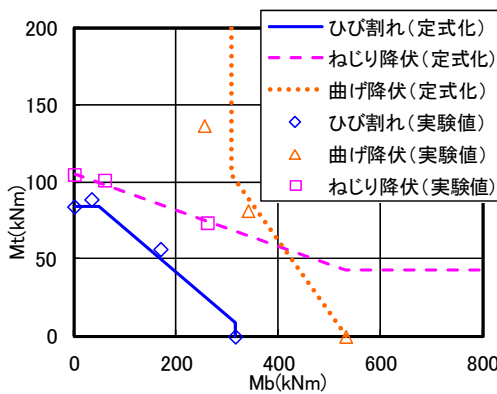


図-4 定式化された相関曲線と実験値

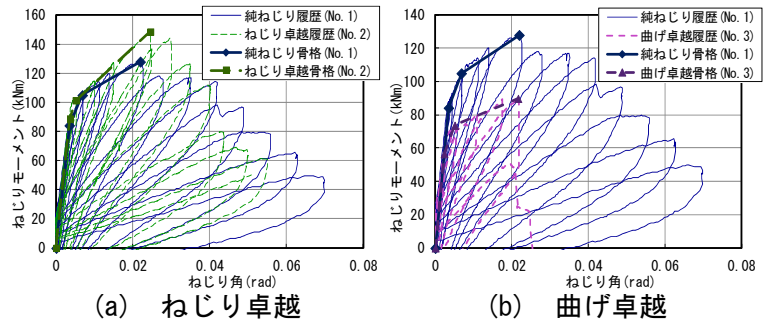


図-5 ねじりの骨格曲線と履歴曲線

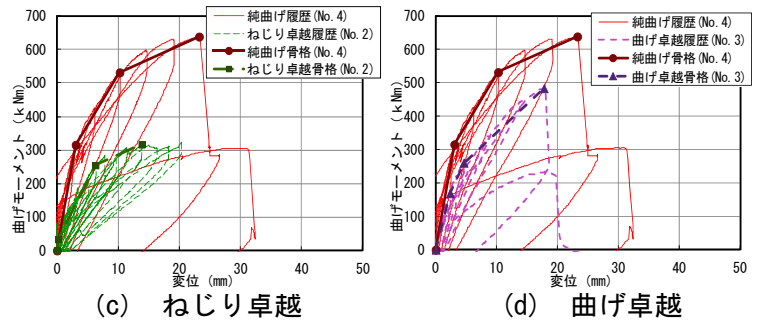


図-6 曲げの骨格曲線と履歴曲線

で境界線を引いた。また、ねじりと曲げが同時に作用する領域の相関関係においては、実験結果に基づいて式(2)に示すように、線形近似直線を用いて定式化を行った。以上より定式化した相関曲線と実験結果を図-4に示す。

$$M_t / M_{tc0} = \alpha \cdot M_b / M_{bc0} + \beta \quad (1)$$

$$\begin{cases} \alpha = -4.51N_0 - 0.833 & (0 \leq N_0 < 0.05) \\ \alpha = -1.06 & (0.05 \leq N_0) \\ \beta = -3.49N_0 + 1.33 & (0 \leq N_0 < 0.05) \\ \beta = 1.16 & (0.05 \leq N_0) \end{cases}$$

$$M_t / M_{ty0} = \alpha \cdot M_b / M_{by0} + \beta \quad (2)$$

$$\begin{cases} \alpha = -0.593 \\ \beta = 1.00 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \alpha = -2.34 \\ \beta = 2.34 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tc0} : \text{純ねじり荷重におけるひび割れ時のねじりモーメント} \\ M_{bc0} : \text{純曲げ荷重におけるひび割れ時の曲げモーメント} \\ M_{ty0} : \text{純ねじり荷重におけるねじり降伏時のねじりモーメント} \\ M_{by0} : \text{純曲げ荷重における曲げ降伏時の曲げモーメント} \end{cases}$$

3.2 複合荷重時のねじり骨格曲線

図-5、図-6 に実験により得られたねじりと曲げの履歴曲線と骨格曲線を示す。骨格曲線は、ひび割れ、降伏、最大点を直線で結んだトリリニア型とし、初期剛性 K1 を弾性理論から導出し、第 2 剛性 K2、第 3 剛性 K3 と初期剛性の比は実験結果に基づいて算定することとした。今回対象とした RC アーチ橋においては、事前解析により着目した部材においてねじりモーメントに比べて曲げモーメントが大きく生じていたことから、図-5(b)に示す曲げ卓越型の骨格曲線の実験値を用いて 2 次剛性と初期剛性の比 K2/K1、3 次剛性と初期剛性の比 K3/K1 をそれぞれ算定した (式(3)、式(4))。

$$K2/K1 = 0.2557 \quad (3)$$

$$K3/K1 = 0.0401 \quad (4)$$

3.3 ねじりの履歴復元力特性

本解析では、多くの汎用解析ソフトに用いられている武田モデル⁶⁾をねじり履歴モデルとして採用することとした。武田モデルでは、ユーザーが除荷勾配を決めるための係数 α を設定することが可能であり、ここでは実験により得られたねじりの履歴に近似するように α を設定した。具体的には、式(5)に示す武田モデルの除荷勾配の算定式を用いて、実験で最大ねじりモーメントが得られるまでの累積吸収エネルギーを算出し、この値が実験の履歴から求めた累積吸収エネルギーに近づくように設定した。3.2で述べたように、ここでも曲げ卓越型の実験値より得られた $\alpha=0.708$ を用いた。この値を用いた履歴と実験で得られた履歴の比較を図-7に示す。また、ここでは終局のねじり角については定義していない。

$$K_d = \frac{M_y^+ - M_c^-}{\theta_y^+ - \theta_c^-} \cdot \left| \frac{\theta_{max}}{\theta_y} \right|^{-\alpha} \quad (5)$$

- K_d : 除荷勾配
- M_y^+ : 正側の降伏モーメント (kNm)
- M_c^- : 負側のひび割れモーメント (kNm)
- θ_y^+ : 正側の降伏ねじり角 (rad)
- θ_c^- : 負側のひび割れねじり角 (rad)
- θ_{max} : 除荷時の最大ねじり角 (rad)

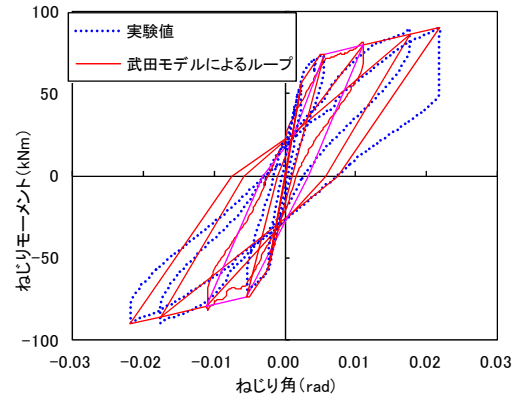


図-7 武田モデルと実験値の比較 (曲げ卓越型)

表-2 解析条件

対象橋梁	RCアーチ橋	
減衰	レイリー減衰	
	$\alpha_0=0.193217$	$\alpha_1=0.001121$
数値計算法	ニューマーク β 法	$\beta=0.25$
積分時間間隔	0.005 (sec)	
出力時間間隔	0.05 (sec)	

4. RCアーチ橋の非線形動的解析と等価線形解析

4.1 解析手法

本解析では、まず対象としたRCアーチ橋のねじりが生じる部材に対してねじりと曲げの相関関係を与えるため、服部ら⁹⁾が提案した解析手法を用いて繰り返し解析を行った。この解析は、最初に全部材を弾性部材としてモデル化し、イベントが発生するごとに該当部材に対して非線形特性を与え、繰り返し解析を行っていくものである。これより、全部材の骨格曲線を求め、非線形動的解析を行うこととした。

4.2 解析条件

本解析では、ねじり非線形性を考慮することができる汎用解析ソフトRESP-T (version5.1.0)を用いた。解析条件を表-2に、対象橋梁でねじりが生じると想定されるアーチリブの断面形状⁷⁾を図-8に、解析モデル図を図-9に示す。本橋梁のアーチリブの辺長比は2.00~2.67であり、本研究の実験対象断面の辺長比2.71とほぼ同様である。非線

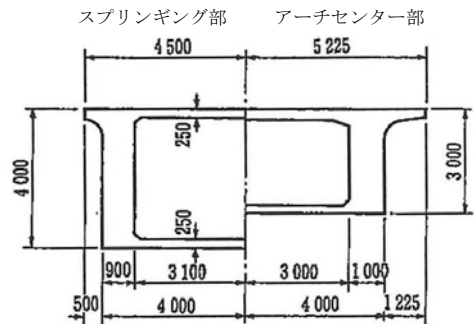


図-8 アーチリブ断面形状⁴⁾

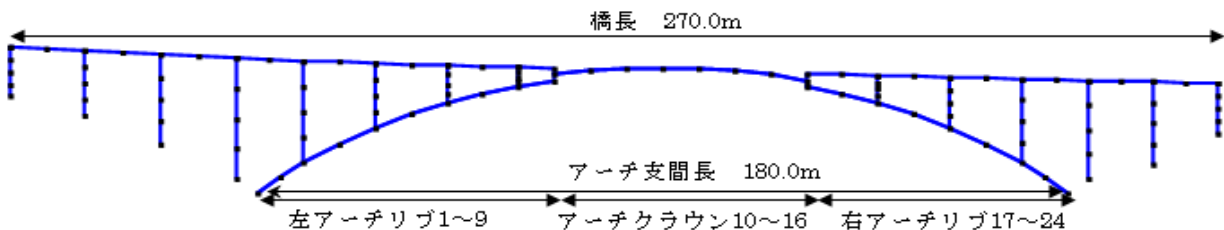


図-9 解析モデル図

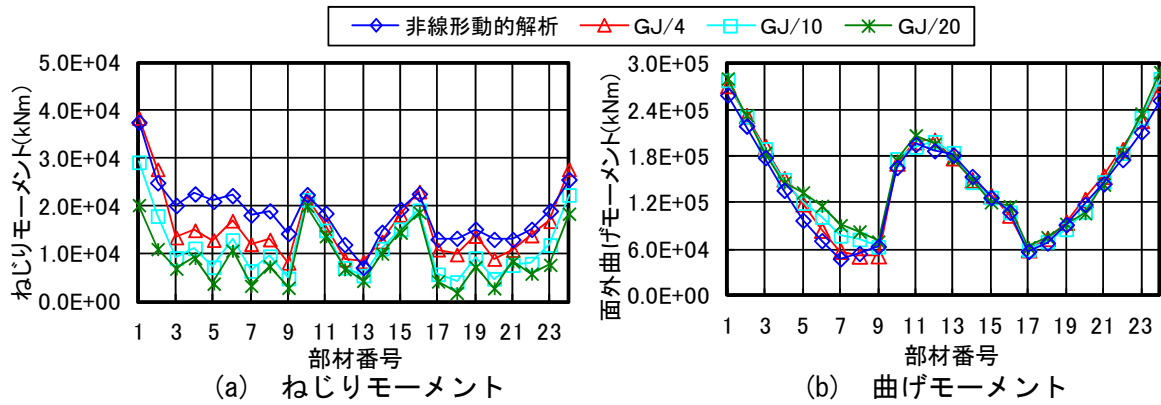


図-10 等価線形解析との比較

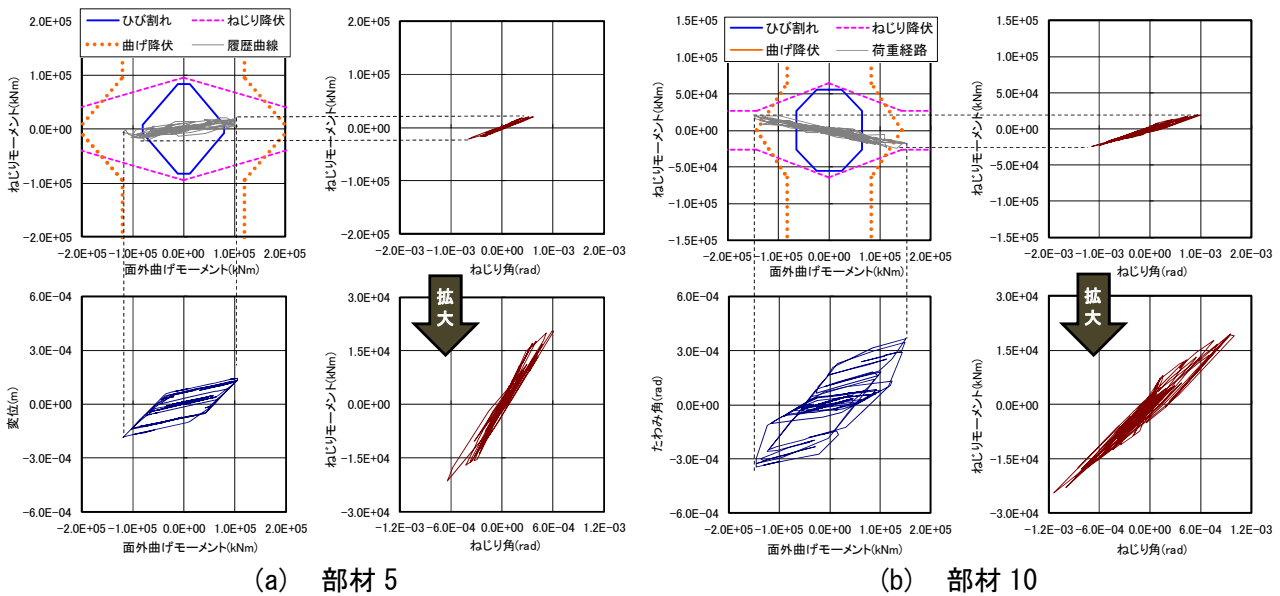


図-11 ねじりと曲げの相関曲線と履歴曲線

形動的解析では、アーチリブとアーチクラウン部の計24部材に対して、3.1~3.3に提案したねじりと曲げの相関曲線とねじりの非線形特性を適用して非線形動的解析を実施した。また、等価線形解析では、等価剛性をGJ/4, GJ/10, GJ/20の3ケースとした。入力地震動は道示標準波のタイプII (1種地盤)を用い、加震方向は橋軸直角方向とした。

4.3 アーチリブとアーチクラウン部における最大応答の比較

図-10は、ねじりと曲げの相関曲線とねじりの非線形性を考慮した非線形動的解析と等価線形解析により得られたアーチリブとアーチクラウン部の最大応答を比較したものである。図-10(a)より、等価剛性をGJ/4とした場合の等価線形解析によるねじりの応答は、アーチリブ基部やアーチクラウン部では非線形動的解析による応答とほぼ一致していたが、アーチリブ中央部 (部材3~9, 17~23) では非線形動的解析による応答を下回る結果となった。また、等価剛性をGJ/10, GJ/20とした場合の等価線形解析によるねじりの応答はアーチクラウン部のみ非線形動的解析による応答と一致したが、それ以外の部材では、非線形動的解析による応答を大きく下回る結果となった。特に左側アーチリブ (部材3~9) にて応答の差が大きく、部材5では等価剛性をGJ/20とした場合の等価線形解析によるねじりの応答が非線形動的解析による応答の18%程度となっており、等価線形解析ではねじりモーメントを危険側で評価する可能性がある。表-3は、部材5と部材10に最大ねじりモーメントが作用したときのねじり角 θ_{max} を部材がひび割れ点に達した時のねじり角 θ_c で割った値をまとめたものである。 θ_{max}/θ_c の値が大きくなれば大きくなるほどねじり応答において塑性化が進むことを意味しており、部材10に

比べ部材5の θ_{max}/θ_c が小さく、部材5は部材10ほど塑性化が進んでいないことがわかる。これが左側アーチリブ中央部において非線形動的解析によるねじり応答と等価線形解析による応答の差が大きかった理由と考えられる。

また、図-10(b)より、等価剛性を $GJ/4$ とした場合の等価線形解析による曲げの応答は全ての部材において、非線形動的解析による応答とほぼ一致していることがわかる。一方、等価剛性を $GJ/10$, $GJ/20$ とした場合の等価線形解析による

曲げの応答は、左側アーチリブ中央部 (部材 4~8) において非線形動的解析による応答より大きく生じていることがわかる。このようにアーチリブの位置によって非線形動的解析と等価線形解析の応答差が異なる結果となったが、これは各位置におけるねじりと曲げの卓越度合いが異なっていたことが原因と考えられる。左側アーチリブ (部材 5) とアーチクラウン端部 (部材 10) におけるねじりと曲げの相関曲線およびねじりと曲げの履歴曲線の関係をそれぞれ図-11(a), 図-11(b)に示す。これより各部材の荷重経路とひび割れ相関曲線との交点 (曲げ (Mbc), ねじり (Mtc)) を求め、純ねじり時のねじりひび割れ点 (Mtc0) と純曲げ時の曲げひび割れ点 (Mbc0) との関係を比率で表したのが表-4 である。部材 10 ではねじりより曲げが大きく卓越しているが、部材 5 ではねじりより曲げが卓越しているものの、部材 10 に比べるとねじりも卓越していることがわかる。このため、ねじりの非線形性およびねじりと曲げの相関曲線が曲げモーメントに及ぼす影響は部材 10 では小さいが部材 5 では大きく、部材 5 の曲げモーメントにおいて非線形動的解析と等価線形解析の応答差が生じたと考えられる。

5. 結論

扁平な中空断面を有する RC 部材に対するねじりと曲げの複合載荷実験より、ねじりと曲げの相関曲線、ねじり非線形性を考慮したねじりの骨格曲線、ねじりの履歴復元力特性を解析に適用できるように定式化し、中空断面を有する RC アーチ橋に対してねじりと曲げの相関特性を考慮した非線形動的解析を実施した。ねじりモーメントは、ほとんどの部材において等価線形解析より非線形動的解析の応答が大きく評価され、等価線形解析ではねじりモーメントに対し危険側で評価する可能性がある。したがって、地震時にねじり応答が生じる箇所に対しては、こうしたねじりと曲げの相関曲線やねじり非線形特性を厳密に考慮した非線形動的解析を行う必要がある。

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) (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斜張橋・地中連続壁基礎・深礎基礎等の耐震設計計算例—, 1998, 2009. 1
- 3) 大塚久哲・宇山友理・秦逸平: RC柱部材のねじり剛性低下率の定式化と動的解析への適用の研究, 構造工学論文集, Vol. 55A, 2009. 3
- 4) 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, 2011. 12
- 5) 大塚久哲・服部匡洋: 第20回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, 2011. 10
- 6) Takeda, T. et al: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, ST12, ASCE, pp. 2557-2573, 1970. 12
- 7) 鈴木和俊・増田茂司・天野裕一・秋月敏政: 青葉大橋の施工 —鉄筋コンクリート固定アーチ橋—, コンクリート工学, 33 (10), 30-36, 1995. 10. 01

表-3 θ_{max}/θ_c の値

部材	θ_{max}/θ_c
5	2.086
10	8.678

表-4 Mtc/Mtc0 と Mbc/Mbc0 の値

部材	Mtc/Mtc0	Mbc/Mbc0
5	0.200	0.907
10	0.136	1.000