

論文 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

箄島 隆司*1・大塚 久哲*2・福永 靖雄*3・山崎 智彦*4

要旨: 本研究では、ねじりと曲げを受ける3室中空断面RC部材の力学特性を把握するために、帯鉄筋量・ねじりと曲げの荷重比・主鉄筋量をパラメータに、一定軸力下で、純ねじり・純曲げ、およびねじりと曲げの作用する複合交番載荷実験を行った。実験結果より、帯鉄筋量が少ない場合、最大ねじり耐力が低下することを確認した。また、複合載荷状態では、曲げ耐力の低下が顕著であることが分かった。さらに、主鉄筋量が多い場合、曲げ耐力は上昇するが、破壊は急激であることが分かった。これらより、複合荷重を受ける中空断面RC部材では、適切な帯鉄筋・主鉄筋量の配置、曲げとねじりの相関の考慮が必要であることを示した。

キーワード: 3室中空断面, RC部材, 曲げ, ねじり

1. はじめに

近年、レベル2地震動に対する既設RCアーチ橋の耐震照査が行われたが、せん断耐力の照査を行っていない橋梁や、許容せん断応力の評価が不十分であった橋梁では、橋軸直角方向の地震荷重を受けた場合、ねじりせん断に対して耐震性能が不十分であるとの評価が下される場合が多くなっている。

そこで、著者らは軸力・ねじり・曲げを受ける中空断面RC部材の力学特性を明らかにするために既設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供試体を用いて、一定軸力下において純ねじり・純曲げおよび、曲げとねじりを同時に作用させる複合交番載荷実験を行った。

2. 実験概要

2.1 対象橋梁

図-1に対象橋梁の一般図を示す。

対象橋梁は、昭和55年道路橋示方書を適用して設計さ

れたアーチ支間長235.0mの大規模な上路式RC固定アーチ橋であり、アーチリブ部材は3室中空断面形状を有している。この橋梁に、平成14年道路橋示方書耐震設計編のレベルII地震動に対する、ファイバーモデルを用いた非線形動的解析（曲げ非線形、ねじり等価線形）による耐震照査を行った結果、図-1中の赤色部分に、最大ねじりモーメントが発生することがわかった。

2.2 実験供試体概要

供試体設計のフローチャートを図-2に示す。

まず、対象としたRCアーチリブ断面は、前述したとおり、実橋梁を対象とした動的解析より、最大ねじりモーメントが発生した箇所を採用した。

次に供試体を製作するにあたり、耐力に寄与しないと考えられる、上下フランジの張出し部分を省略して、図-3のように簡略化した断面を想定した。

次にこの断面を供試体サイズに縮尺するにあたり、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力(8.0N/mm²)が載荷可能

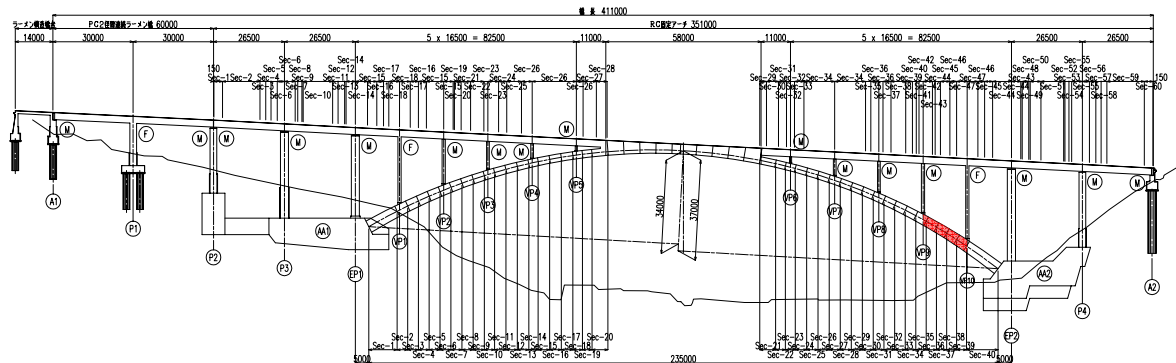


図-1 対象橋梁一般図

*1 九州大学 工学部地球環境工学科学部生 (正会員)
 *2 九州大学大学院 工学研究院建設デザイン部門教授 工博 (正会員)
 *3 西日本高速道路(株)九州支社 保全サービス事業部 改良グループ
 *4 九州大学大学院 工学研究院建設デザイン部門技術職員

となるサイズに縮尺することとした。

その後、鉄筋の配置については、実橋梁と供試体の鉄筋比が近似するように設計する。まず主鉄筋に関しては、対象アーチリブ断面の全断面積と主鉄筋断面積の総和の比を算出し、この主鉄筋比と等しくなる主鉄筋を供試体に対して配置した。また帯鉄筋に関しては、対象アーチリブ区間におけるコンクリート総体積と帯鉄筋体積の総和の比が一致するように供試体に対して配筋した。

以上の過程を経て設計した供試体を図-4、5に示す。供試体は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、部材長は1600mmである。この部材長は両端に局部破壊を避けるために設けているフーチング厚を考慮すると、所有の荷重装置にセットできる最大長である。本供試体は曲げ荷重に対してせん断スパン比が2となり、これは実橋梁の橋軸直角方向の曲げ挙動時のせん断スパン比よりも小さい。従って、本供試体は曲げせん断に対して実橋梁より厳しい条件になっていることを付記する。また、供試体のウェブ厚およびフランジ厚が42mmと非常に薄いことを考慮して、主鉄筋径および帯鉄筋径はD6を用い、粗骨材の最大寸法は5mmとした。ただし、後述の供試体No. 5に関しては主鉄筋径にD10を用いている。

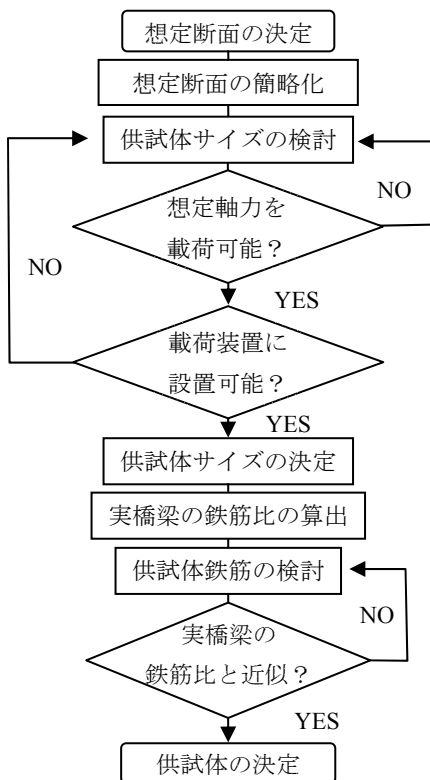


図-2 供試体決定のためのフローチャート

2.3 検討ケース

表-1に検討ケースの一覧を示す。実験供試体および荷重重のパラメータは、①帯鉄筋間隔（帯鉄筋比）、②

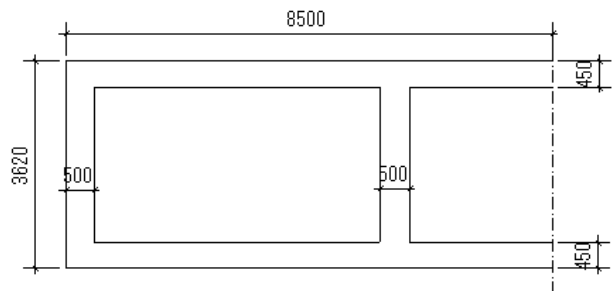


図-3 簡略化対象部材（単位：mm）

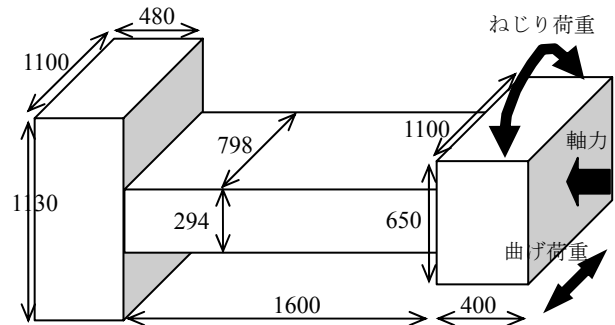


図-4 供試体全体寸法図（単位：mm）

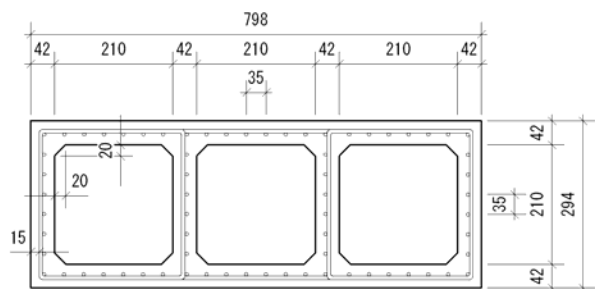


図-5 供試体断面寸法図（単位：mm）

曲げとねじりの荷重比率、③主鉄筋量、とした。部材への軸方向作用応力としては、実橋梁の最大ねじりモーメント発生時にアーチリブ断面に生じた軸方向応力を想定して、全供試体とも、コンクリート設計圧縮強度の20%の 8.0N/mm^2 とした。

帯鉄筋間隔は、標準断面として対象断面と帯鉄筋比を合わせた $\text{ctc}60$ （以下、帯鉄筋間隔を ctc と表す）のNo. 1と、実橋梁における最小鉄筋量を想定した $\text{ctc}120$ のNo. 2を比較する。ただし、 $\text{ctc}120$ のケースに関しては、実橋梁における最小帯鉄筋比を供試体サイズに縮小する場合に $\text{ctc}80$ 相当となるが、標準断面との帯鉄筋間隔の差がわずかであり、計測誤差の範疇となる恐れがあり、帯鉄筋間隔の影響を見るために仮想断面として帯鉄筋間隔を大きくした。

荷重比率に関しては、ねじり変位のみを与えるNo. 1、複合荷重で曲げ卓越荷重を行うNo. 3、ねじり卓越荷重を行うNo. 4、曲げ変位のみを与えるNo. 6である。これらの4ケースの比較により、純荷重時および複合荷重時の

表-1 検討ケース一覧

供試体No.	帯鉄筋間隔 ctc(mm)	载荷状態		備考
		载荷比率※φ(°)	载荷タイプ	
1	60	90	純ねじり	標準断面
2	120	90	純ねじり	帯鉄筋粗
3	60	35	曲げ卓越	標準断面
4	60	70	ねじり卓越	標準断面
5	60	60	ねじり卓越	主鉄筋5割増
6	60	0	純曲げ	標準断面

※载荷比率は最大耐力時のもの

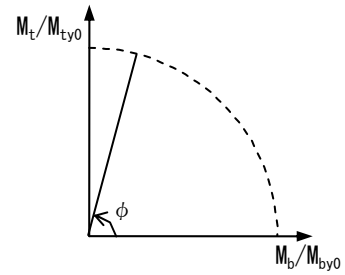


図-6 载荷比率φイメージ

力学特性、破壊性状を比較する。

主鉄筋量に関しては、実橋梁断面を模擬してねじり卓越载荷を行う No. 4 と、実橋梁施工時に使用される PC 鋼材も主鉄筋としてカウントした断面に対してねじり卓越载荷を行う No. 5 を比較することで、主鉄筋量の影響を確認する。

2.4 载荷比率

表-1中の曲げとねじりの载荷比率は複合载荷時の耐力を純荷重時の降伏耐力で除した値を、角度(°)で表したものである(図-6)。载荷比率の算出式を式(1)に示す¹⁾。

$$\phi = \tan^{-1} \left(\frac{M_t}{M_b} \right) \left(\frac{M_{by0}}{M_{ty0}} \right) \quad (1)$$

ここで、

φ：载荷比率(°)

M_{ty0}：純ねじり時の降伏耐力(kN・m)

M_{by0}：純曲げ時の降伏耐力(kN・m)

M_t：複合载荷時のねじり耐力(kN・m)

M_b：複合载荷時の曲げ耐力(kN・m)

2.5 使用材料

表-2,3に、コンクリートおよび鉄筋の材料試験結果を示す。コンクリートは設計基準強度40N/mm²で配合した。鉄筋に関しては、No. 1~4,6は主鉄筋・帯鉄筋ともに呼び名D6,SD295Aを使用した。No. 5は、帯鉄筋は他5ケースと同じで、主鉄筋は呼び名D10,SD295Aを使用している。ただし、No. 1~3とNo. 4~6では使用した鉄筋のロールが異なるため、同じ径でも材料試験結果が異なっている。表中では、No. 1~3に使用したD6鉄筋を(D6-1)、No. 4~6に使用したD6鉄筋を(D6-2)と表す。

2.5 载荷方法

载荷方法は、既往の曲げ・ねじり実験に従って、ひび割れ発生変位で1ループ目、降伏変位で2ループ目、その後は降伏変位の整数倍で载荷を行う²⁾。

3. 実験結果および考察

図-7~11に実験から得られたねじり荷重-変位関係を、図-12にそのねじり包絡線(各ループの最大ねじりモーメントを連ねたもの)を示す。また、図-13~16に

表-2 コンクリート材料試験結果

供試体No.	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)
1	52.4	3.2	24.8
2	47.3	3.0	24.2
3	39.9	2.7	20.8
4	62.5	3.6	27.7
5	61.9	3.6	29.0
6	67.9	3.8	29.7

表-3 鉄筋材料試験結果

呼び名	降伏荷重 (kN)	降伏応力 (N/mm ²)	降伏ひずみ (×10 ⁻⁶)	弾性係数 (kN/mm ²)
D6-1	16.0	507	4544	200
D6-2	15.2	480	4542	190
D10	26.4	369	2887	180

実験で得られた曲げ荷重-変位関係を、図-17にその曲げ包絡線を示す。荷重はねじり・曲げともにモーメント表示している。No. 1,3,4,6の最大耐力に着目して、曲げとねじりの相関曲線(無次元表示)を描けば、図-18を得る。また、図-19~24に最大耐力時のウェブとフランジの損傷状況を示す。

(1) 帯鉄筋間隔の影響

図-7, 8に帯鉄筋量の異なる No. 1,2 のねじり荷重-変位曲線を示す。両者の比較より、部材降伏以降は帯鉄筋量の違いが顕著であることが分かる。図-12から、弾性域における挙動は両者に差はないが、部材降伏後においては、帯鉄筋が多く配置されている No. 1(ctc60)では、帯鉄筋が少ないケースである No. 2(ctc120)に比べ、最大耐力は大きく、その後の荷重の低下も緩やかな結果となった。これは、ねじりの耐力機構が、弾性域ではコンクリートで荷重を受け持ち、その後、ひび割れの進展により、コンクリートのせん断力伝達による耐力負担が、帯鉄筋によるせん断力負担に移行するためであると考えられる。これにより、帯鉄筋量の少ない No. 2 は耐力低下が早いと考えられる。

また、最大耐力時の損傷状況を比較すると(図-19, 20)、帯鉄筋量が少ない No. 2 のひび割れはウェブのひび割れ幅が一箇所卓越している。これは、帯鉄筋量が少なく、帯鉄筋のコンクリート拘束効果が小さいためであると考えられる。

(2) 荷重比率の影響

荷重比率をパラメータとしてねじり・曲げの荷重-変位曲線 (図-7,9,10 および図-13,14,16) を比較すると、曲げ卓越時 (No. 3) のねじり耐力と曲げ耐力、およびねじり卓越時 (No. 4) の曲げ耐力が、純荷重時の最大耐力

に達することなく終局を迎えている。これは、複合荷重のために最大耐力の低下が起こり、曲げ破壊が影響したためであると考えられる。

一方、ねじり卓越荷重を行った No. 4 のねじり最大耐力は、純荷重時より上昇している。この理由として、あ

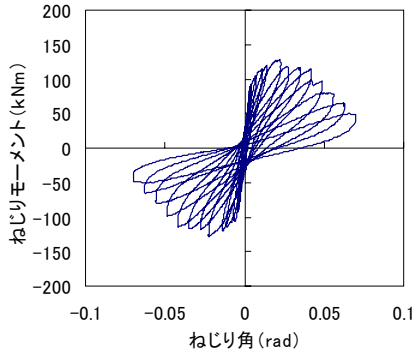


図-7 ねじり荷重-変位関係 (No. 1)

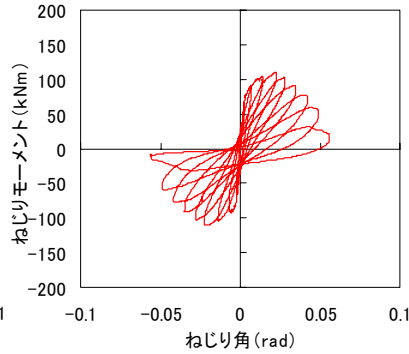


図-8 ねじり荷重-変位関係 (No. 2)

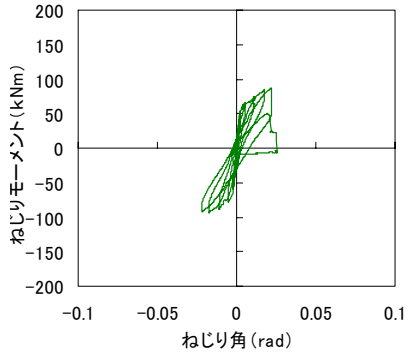


図-9 ねじり荷重-変位関係 (No. 3)

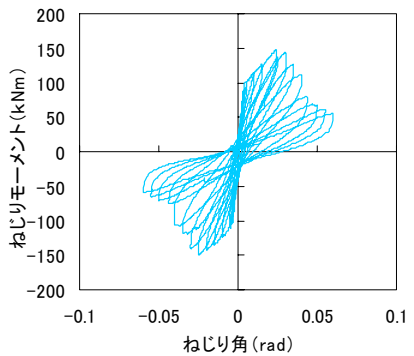


図-10 ねじり荷重-変位関係 (No. 4)

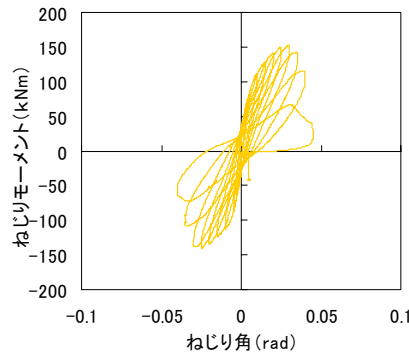


図-11 ねじり荷重-変位関係 (No. 5)

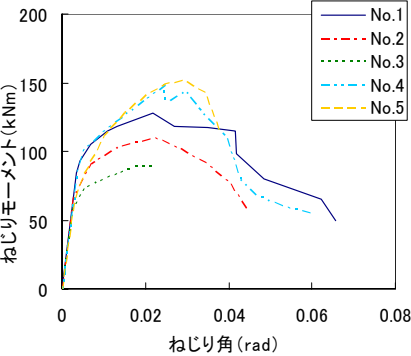


図-12 ねじり包絡線

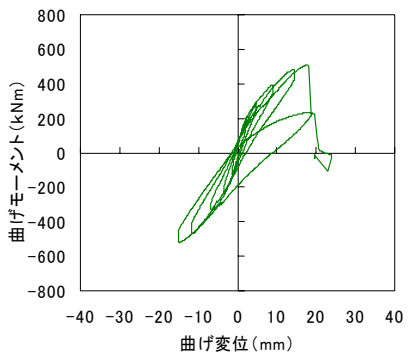


図-13 曲げ荷重-変位関係 (No. 3)

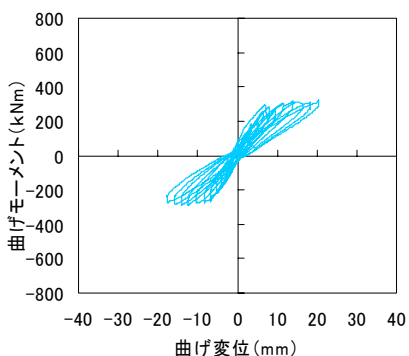


図-14 曲げ荷重-変位関係 (No. 4)

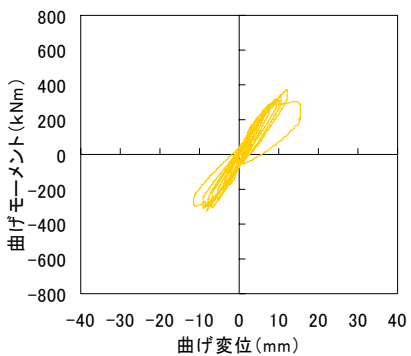


図-15 曲げ荷重-変位関係 (No. 5)

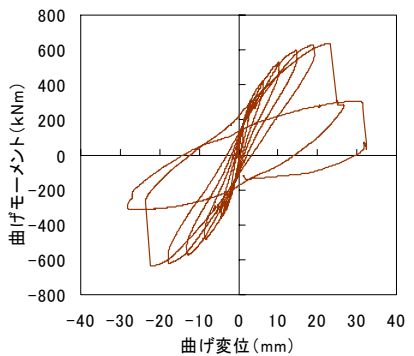


図-16 曲げ荷重-変位関係 (No. 6)

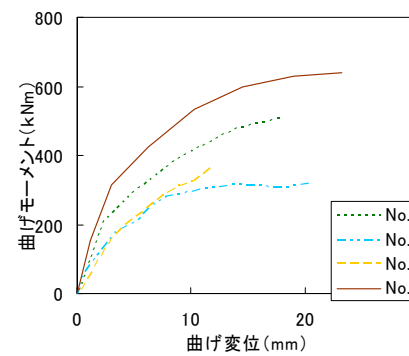


図-17 曲げ包絡線

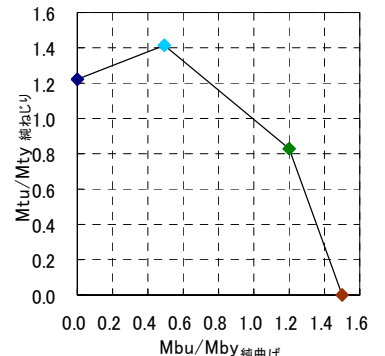


図-18 最大耐力相関

ひび割れ卓越箇所



図-19 最大耐力時損傷状況
純ねじり (No. 1, ctc60)

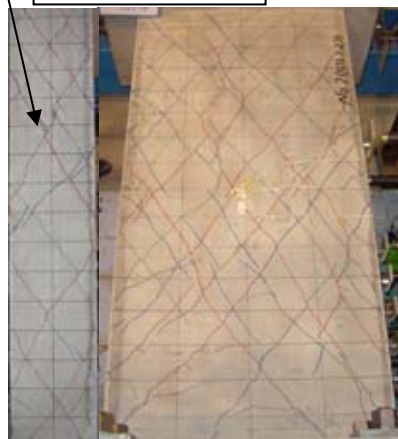


図-20 最大耐力時損傷状況
純ねじり (No. 2, ctc120)



図-21 最大耐力時損傷状況
曲げ卓越 (No. 3, ctc60)



図-22 最大耐力時損傷状況
ねじり卓越 (No. 4, ctc60)



図-23 最大耐力時損傷状況
ねじり卓越 (No. 5, 主鉄筋 5 割増)

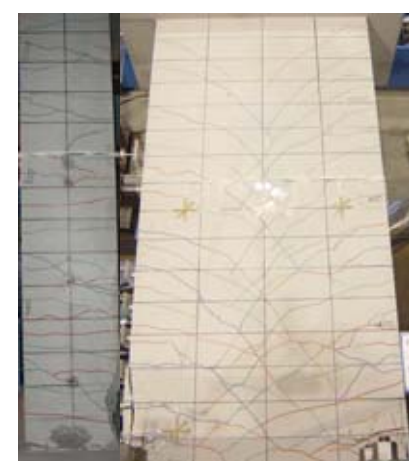


図-24 最大耐力時損傷状況
純曲げ (No. 6, ctc60)

る程度の曲げ圧縮の作用によって、ねじりひび割れが閉じる面が現れるためであると推察される。以上より、曲げ耐力はねじりの影響を受けて、低下するため、曲げとねじりが同時に作用する場合、その相関関係を適切に考慮しなければならない。本研究で得られた相関曲線は図-18のようになる。

また、図-12,17 より荷重比率が剛性に及ぼす影響を確認すると、複合荷重時でも、ねじりの剛性に大きな変化は見られない。一方、曲げの初期剛性を見ると、ねじりが卓越するに従って、曲げの初期剛性が低下している。これより、ねじりの初期剛性に曲げの影響は少ないが、曲げの初期剛性はねじりの影響を受けやすく、ねじりと曲げの複合荷重時にねじりの影響を二次的に考えることは曲げに関して危険側の予測になるといえる。

また、損傷状態を比較すると、純ねじりおよび、複合荷重を行った No. 1~5 では、ねじりひび割れが顕著に見られるが、破壊形式は異なる。ctc60 の No. 1,3,4 の比較を行うと、純ねじり (No. 1) とねじり卓越 (No. 4) では、

ねじりによるせん断ひび割れが生じるが、急激な破壊は生じなかった。一方、曲げ卓越 (No. 3) ではひび割れはねじりに近いが、次に述べる純曲げの No. 6 と同様に、最大曲げ耐力を迎えると同時に、曲げモーメントの大きな基部側 (写真の下側) のウェブが、曲げと軸力の影響により圧壊し、急激な耐力低下が生じた。純曲げ (No. 6) はウェブとフランジ両側に曲げによるひび割れ、フランジ中央にはせん断ひび割れが生じ、ひび割れ形状は他のケースと明らかに異なるが、最大耐力を迎えると同時に、曲げモーメントの大きな基部側のウェブが、曲げと軸力の影響により圧壊し、急激な耐力低下が生じたのは、曲げ卓越と同じであった。以上より、破壊形式は、卓越荷重側に類似するといえる。

(3) 主鉄筋量の影響

図-10,11 および図-12 より、主鉄筋量がねじり耐力に及ぼす影響は小さいといえる。これは、ねじりの破壊機構がせん断によるものであり、主鉄筋はせん断変形に抗する能力が小さいためであると考えられる。

一方、図-14, 15 および図-17 より、主鉄筋量が曲げに及ぼす影響を見ると、標準断面から主鉄筋を 50%増量した No. 5 は、標準断面の No. 4 と比較して、曲げ荷重-変位関係は最大耐力までの剛性低下量は小さい。しかし、その後はねじりひび割れの一箇所が卓越し急激な曲げ耐力低下が生じる。それに伴い、ねじり耐力も急激に低下し、全体として脆性的な破壊挙動を示した。この原因として、主鉄筋が増えたことにより曲げ耐力は上昇するが、コンクリートが曲げによる軸方向応力を負担できなくなることで、また、供試体の壁厚に対して主鉄筋径が大きいため、鉄筋のはらみ出しが大きくなり、結果的にコンクリートかぶりの剥離を助長してしまったためであると考えられる。ただし、この挙動は実橋梁の性状と一致するとは限らない。

4. まとめ

本研究は、既設上路式RCアーチ橋のアーチリブ部材を模擬した3室中空断面を有する縮尺RC模型供試体を製作し、純ねじり・純曲げの正負交番荷重試験および複合荷重試験を行った。以下、得られた知見を記す。

- 1) 帯鉄筋量が少ない場合、ねじり最大耐力が低下し、その後の荷重低下も早い。
- 2) 帯鉄筋量が少ない場合、コンクリート拘束効果が低下し、ひび割れ幅が一箇所だけ卓越する。
- 3) ねじり卓越荷重を行った場合、ねじりの最大耐力が、純ねじり時よりも上昇するが、曲げ耐力は純曲げ時

より低下する。

- 4) 曲げ卓越荷重を行った場合、ねじり・曲げ耐力ともに純荷重荷重時よりも低下する。
- 5) ねじりと曲げの複合荷重が作用する場合、曲げの耐力低下が顕著であったが、せん断スパン比が小さいことが影響していると考えられる。
- 6) 複合荷重時には、曲げの初期剛性はねじり荷重の影響を受けやすく、ねじりが卓越するに従って、曲げの初期剛性は低下するが、ねじりの初期剛性に違いは無い。
- 7) 破壊形式は、卓越荷重側の破壊に類似する。
- 8) 複合荷重時に主鉄筋量が多い場合、曲げ耐力は上昇するが、破壊は脆性的なものとなる。

謝辞：本研究を行うにあたり、オリエンタル白石株式会社、株式会社ドーユー大地、に多大なる協力を頂きましたこと、ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 大塚久哲, 王堯, 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, pp93-104, 2003
- 2) 浦川洋介, 大塚久哲, 竹下永造: 軸力, 曲げおよびねじりを同時にうけるRC部材の非線形挙動に関する研究, 構造工学論文集, vol. 51A, 2005