

# 水路と橋脚の接続状態が水路橋の地震時応答に及ぼす影響について

有賀 義明

フェロー会員 弘前大学 大学院理工学研究科 (〒036-8561 青森県弘前市文京町 3)

E-mail: y-a-arig@hirosaki-u.ac.jp

水路橋の耐震性能照査の精度・信頼性の向上を目的として、鉄筋コンクリート製の水路橋を研究対象に水路と橋脚の接続状態が水路橋の地震時応答にどのような影響を及ぼすかについて三次元動的解析により検討した。解析モデルは、水路と橋脚の接続面を連続体とした連続モデルと非連続体とした非連続モデルの2種類を設定し検討した。その結果、地震時応力は、橋軸方向に加振した場合、連続モデルでは水路で大きく、非連続モデルでは橋脚基部で大きくなった。非連続モデルでは、接続面の開口・滑動に伴う応力解放によって、水路での地震時応力は減少したが橋脚基部で増大し、水路の接続面では大きな開口変位が生じた。水路橋の耐震性能を的確に評価するためには、橋脚の損壊・倒壊、橋桁の損壊・落橋に対する健全性の確認と確保が必要であり、接続面の非連続的挙動を考慮できる動的解析が必要である。

**Key Words:** aquaduct bridge, connection, seismic stress, relative displacement, 3-D dynamic analysis

## 1. まえがき

水路橋は、水を通すための構造物であり、水力発電所や水道施設等に関連して建設事例が多い。道路や河川の上空を横断して建設されることが多いため、地震時に水路が損壊し水が流出した場合や水路が脱落した場合は、一構造物の被害に留まらず、公衆災害へと拡大する危険性がある。したがって、道路を横断する水路橋に関しては、高い耐震性能が要求され、精度・信頼性の高い耐震性能照査が必要になる。水路橋に関しては、2004年新潟県中越地震の際に信濃川発電所で被害<sup>1)</sup>が発生した。2016年熊本地震でも通潤橋の被害<sup>2)</sup>をはじめ水路橋・水管橋の被害が発生した。耐震対策に関しては、奥泉発電所<sup>3)</sup>、群馬用水<sup>4)</sup>、十津川第一発電所<sup>5)</sup>等の既設水路橋で耐震補強工事が実施されている。

類似の線状構造物である、道路橋、鉄道橋に関しては、1995年兵庫県南部地震<sup>6)</sup>、2004年新潟県中越地震<sup>7)</sup>、2008年岩手・宮城内陸地震<sup>8)</sup>、2011年東北地方太平洋沖地震<sup>9)</sup>等で多くの被害が発生している。現状では、大きな地震が発生する度に大きな地震災害が繰り返されているため、今後に向けては、地震災害の繰り返しを断つための取り組みが必要である。そのためには、精度・信頼性の高い耐震性能照査と実効性の高い地震対策の実現が必

要であることから、本研究では、水路橋を研究対象とし、水路と橋脚の接続状態の違いが地震時の応力と相対変位にどのような影響を及ぼすかについて三次元動的解析により検討し、水路橋の耐震性能照査法について考察した。

## 2. 研究の必要性和目的

### (1) 研究の必要性

橋梁の耐震設計に関して、道路橋示方書では、地震時挙動が複雑な場合に動的解析の必要性が示されているが、原則としては震度法及び地震時保有耐力法によって行うことが規定されており、静的解析法による設計が基本となっている<sup>10)</sup>。土地改良事業設計指針では、振動特性が複雑な構造物については必要に応じて動的解析の適用を検討することが示されているが、耐震設計の基本は静的解析法であり、水路橋の耐震設計は震度法及び地震時保有耐力法によることになっている<sup>11)</sup>。水力発電施設に関しては、水路橋の耐震性能照査は、地盤一構造物連成系の動的解析により行われるようになっている<sup>12)</sup>。

これまでの地震被害を見ると、橋梁の被害形態としては、地震時応力による橋脚の破壊・倒壊や支承部の損壊、地震時相対変位による橋桁の落橋や支承部の損壊、地盤

変状に伴う落橋や橋脚の倒壊等が想定される。地震時の応力や相対変位は、地震動・基礎地盤・構造物等の相互影響によって大きく変動するので、精度・信頼性の高い耐震性能照査を行うためには、地震時の実現象を模擬することが可能な動的解析が必要である。橋梁は、線状の複合構造物であることから、地形や地盤の影響、地震動の作用方向の影響、橋桁と橋脚の支承状況等の影響を受けるので、これらの影響を考慮することができる動的解析が必要である。

## (2) 研究の目的

このような必要性から、本研究では、複雑な地震時挙動を示す構造物の耐震性能照査の精度・信頼性の向上を目的に、水路橋を研究対象として、水路と橋脚の接続状態が地震時応答にどのような影響を及ぼすかについて三次元動的解析により検討した。

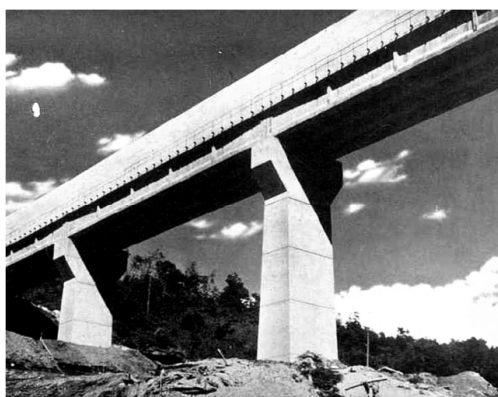


図-1 水路橋の建設事例<sup>13)</sup>

## 3. 三次元動的解析の方法

### (1) 概要

水路橋は、図-1のように、開水路で鉄筋コンクリート製が多いことから、これまでの建設事例を踏まえ、鉄筋コンクリート製の開水路の水路橋を解析対象とした。水路橋の地震時応答は、基礎地盤と構造物連成系の有限要素モデルを作成し三次元動的解析により評価した。水路橋の地震時応答に対する影響に関しては、水路と橋脚の接続状態の影響および地震動の加振方向の影響について検討した。前者については、水路と橋脚の接続面での非連続的挙動（開口、滑動等）を許容しない場合（以下、連続モデル）と許容する場合（以下、非連続モデル）について比較した。後者については、橋軸方向に加振した場合と橋軸直交方向に加振した場合について比較した。

なお、水路と橋脚の損傷・破壊に関しては地震時応力

を評価指標とし、水路の落橋に関しては地震時の相対変位を評価指標とした。解析には、汎用解析プログラム DIANA を使用した。

### (2) 解析モデル

既存の建設事例<sup>13)</sup>を参考に、解析モデルは、図-2 と図-3 に示したように設定した。基礎地盤は、左右岸非対称の谷地形を設定し、355m×250m×50m の領域をモデル化した。水路橋は、既存の最大規模の建設事例を念頭に置き、総延長 355m、高架部の長さ 275m、中央部の橋脚の高さ 30m、9 径間の水路橋を設定した。基礎地盤と構造物は 8 節点ソリッド要素でモデル化し、水路の壁厚方向のメッシュ分割は 1 層とした。境界条件は、側方境界は粘性境界、下方境界は剛基盤とした。水路間の接続面、水路底部と橋脚頂部の接続面に関しては、接続面での非連続的挙動（開口・滑動等）の影響を検討するため、表-1 に示したように、連続モデルと非連続モデルの 2 種類の解析モデルを設定した。連続モデルは、水路と橋脚をソリッド要素を用いて連続した一体構造としてモデル化したものである。非連続モデルは、水路と橋脚および水路間の接続面にジョイント要素を配置し、接触面での開口・滑動等の非連続的挙動を模擬できるようにモデル化したものである。解析ケースは、解析モデルを 2 種類、地震動の加振方向を 2 通り設定し、表-2 に示したように、①連続モデル・橋軸方向加振、②非連続モデル・橋軸方向加振、③連続モデル・橋軸直交方向加振、④非連続モデル・橋軸直交方向加振の 4 ケースを設定した。解析対象周波数は、0.1～30Hz とした。

表-1 解析モデル

| No. | 解析モデル  | 接続面の状況             | 使用要素    |
|-----|--------|--------------------|---------|
| 1   | 連続モデル  | 連続（一体）<br>開口・滑動不可  | ソリッド要素  |
| 2   | 非連続モデル | 非連続（可動）<br>開口・滑動可能 | ジョイント要素 |

表-2 解析ケース

| No. | 解析モデル  | 地震動の加振方向 | 評価指標       |
|-----|--------|----------|------------|
| 1   | 連続モデル  | 橋軸方向     | 応力         |
| 2   | 非連続モデル | 橋軸方向     | 応力<br>相対変位 |
| 3   | 連続モデル  | 橋軸直交方向   | 応力         |
| 4   | 非連続モデル | 橋軸直交方向   | 応力<br>相対変位 |

### (3) 水路と橋脚の接続条件

水路と橋脚の形状・寸法は、図-4に示したとおりである。非連続モデルにおけるジョイント要素の配置は図-5に示したとおりである。連続モデルでは、水路と橋脚の

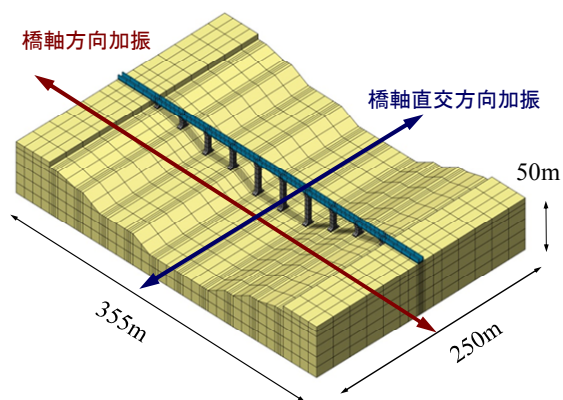


図-2 三次元解析モデルの全景

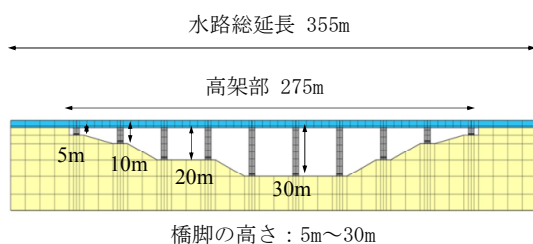


図-3 三次元解析モデルの縦断

接続面を連続体としているため開口・滑動は生じないが、非連続モデルでは接続面にジョイント要素を配置し開口・滑動の評価を可能にしている。

#### (4) 解析用物性値

基礎地盤と水路橋の解析用物性値を表-3に示す。水路橋は、水路、橋脚ともに鉄筋コンクリート製である。基礎地盤については、硬質地盤を想定しS波速度が400m/s程度の地盤を設定した。減衰定数については、強震時のひずみ依存性を考慮して、小さなひずみレベルで想定される値よりも大きい値を仮定した。ジョイント要素の物性値については、接続面での開口・滑動現象が生じる易いように表-4に示したように仮定した。

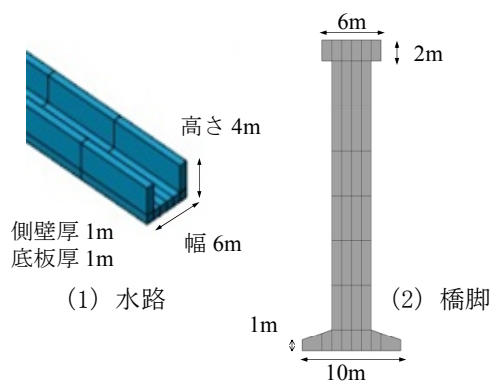


図-4 水路と橋脚の形状・寸法

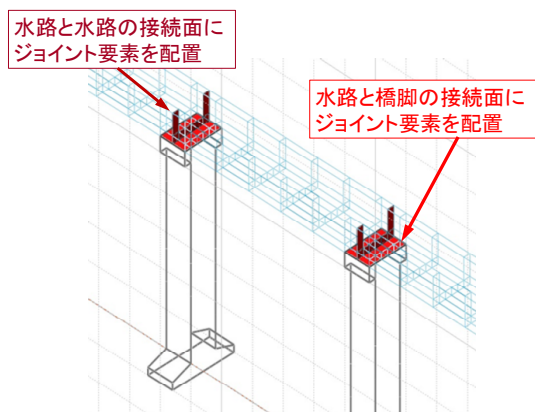


図-5 水路間の接続面および水路と橋脚の接続面でのジョイント要素の配置

表-3 構造物と基礎地盤の解析用物性値

| 項目 | せん断剛性 <sup>2</sup><br>N/mm <sup>2</sup> | 密度 <sup>3</sup><br>t/m <sup>3</sup> | ポアソン比 | 減衰定数 | 備考        |
|----|-----------------------------------------|-------------------------------------|-------|------|-----------|
| 水路 | 12,250                                  | 2.35                                | 0.20  | 0.05 | RC        |
| 橋脚 | 12,250                                  | 2.35                                | 0.20  | 0.05 | RC        |
| 地盤 | 350                                     | 2.10                                | 0.40  | 0.08 | Vs:408m/s |

表-4 ジョイント要素の物性値

| 接続面   | 剛性 N/mm <sup>2</sup> |        | 強度 N/mm <sup>2</sup> |     |
|-------|----------------------|--------|----------------------|-----|
|       | 法線方向                 | せん断    | 引張                   | せん断 |
| 水路-水路 | 20,000               | 10,000 | 0.1                  | 0.1 |
| 水路-橋脚 | 20,000               | 10,000 | 0.1                  | 0.1 |

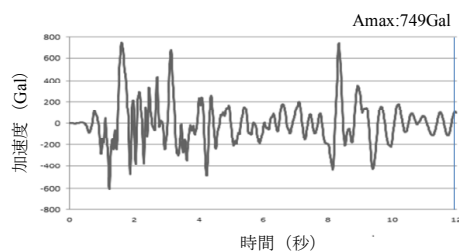


図-6 入力地震動<sup>14)</sup>

#### (5) 入力地震動

入力地震動は、土木学会コンクリート標準示方書耐震性能照査編に例示された、L2 地震動基盤波<sup>14)</sup>を用い、下方基盤から入力した。入力地震動の最大加速度は749.65 Galであり、図-6に示した13秒間を入力波とした。水路橋の耐震性能の照査では、地震時応力による水路橋の損傷・破壊、地震時相対変位による落橋の評価が重要

であり、水路橋のような線状構造物では加振方向によって地震時応答が大きく変化することから、地震動を橋軸方向に入力した場合と橋軸直交方向に入力した場合について検討した。

#### 4. 三次元動的解析の結果

##### (1) 橋軸方向に加振した場合の解析結果

###### a) 橋軸方向加振時の変位応答

水路橋の変位応答に及ぼす接続面の非連続的挙動（開口・滑動）の影響に関して、橋軸方向加振時の最大変位の解析結果を図-7と表-5に示す。変位変位の代表出力位置は図-8に示したとおりである。非連続モデルでは、水路と橋脚の接続面で非連続的挙動が生じるため、連続した一体構造である連続モデルに比して、水路の変位応答は大きくなる。橋軸方向に加振した場合、連続モデルでは水路の最大変位が12.24 cmとなったのに対して非連続モデルでは46.19 cmとなった。

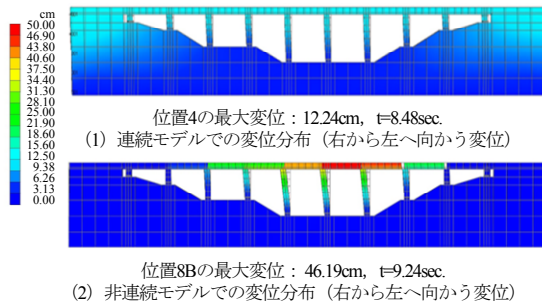


図-7 橋軸方向加振時の連続モデルと非連続モデルの最大変位分布（右側から左側へ向かう変位）

表-5 橋軸方向加振時の連続モデルと非連続モデルの最大変位（右側から左側へ向かう変位）

| 代表位置 | 部位                | 連続モデル     | 非連続モデル    |
|------|-------------------|-----------|-----------|
|      |                   | 最大値<br>cm | 最大値<br>cm |
| 1    | 橋脚基部 (H=10m)      | 7.72      | 7.22      |
| 2    | 橋脚頂部 (H=10m)      | 11.90     | 9.43      |
| 3    | 橋脚基部 (H=30m)      | 1.84      | 1.79      |
| 4    | 橋脚頂部 (H=30m)      | 12.24     | 34.87     |
| 5    | 橋脚基部 (H=20m)      | 4.08      | 4.70      |
| 6    | 橋脚頂部 (H=20m)      | 11.59     | 16.48     |
| 7A   | 水路の接続部<br>(H=10m) | 11.90     | 17.23     |
| 7B   |                   | 11.90     | 19.95     |
| 8A   | 水路の接続部<br>(H=30m) | 12.24     | 39.31     |
| 8A   |                   | 12.24     | 46.19     |
| 9A   | 水路の接続部<br>(H=20m) | 11.59     | 39.88     |
| 9B   |                   | 11.59     | 23.35     |

（備考）代表位置は図-8参照。

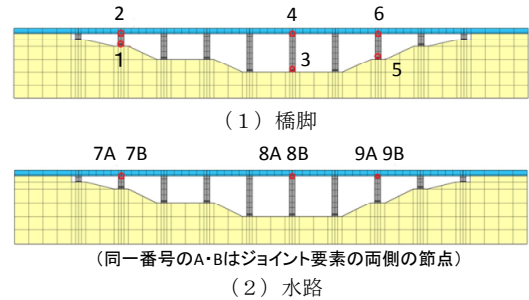


図-8 変位の代表出力位置

###### b) 橋軸方向加振時の水路間の開口変位

橋軸方向加振時の非連続モデルの水路間の開口変位の値を表-6に示す。図-8中の7A・7B, 8A・8B, 9A・9Bは、それぞれ、非連続モデルのジョイント要素の両端部の位置を示す。7Aと7B, 8Aと8B, 9Aと9Bの変位差は、ジョイント要素の両面間の橋軸方向の相対変位になる。水路のジョイント部での相対変位は、7A-7B, 8A-8B, 9A-9Bで、それぞれ7.50cm, 0.94cm, 23.53cmとなった。9A-9Bが最も離れた時刻の変位分布は図-9に示したとおりである。なお、連続モデルでは、水路と橋脚は連続した一体構造になっているので、水路間の相対変位は発生しない。

水路橋をソリッド要素でモデル化し、水路と橋脚の接続部にジョイント要素を配置する解析方法は、接続部での相対変位を評価することができるので、落橋に対する健全性を評価するために有用である。

表-6 橋軸方向加振時の水路間の開口変位

| 代表位置  | 場 所            | 水路間の開口変位 |
|-------|----------------|----------|
| 7A-7B | 水路の接続部 (H=10m) | 7.50 cm  |
| 8A-8B | 水路の接続部 (H=30m) | 0.94 cm  |
| 9A-9B | 水路の接続部 (H=20m) | 23.53 cm |

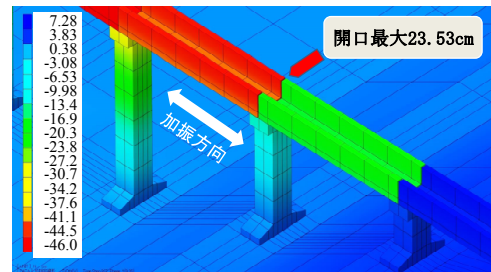


図-9 橋軸方向加振時の水路間の最大開口変位

###### c) 橋軸方向加振時の地震時応力

連続モデルと非連続モデルでの全時刻を通しての最大

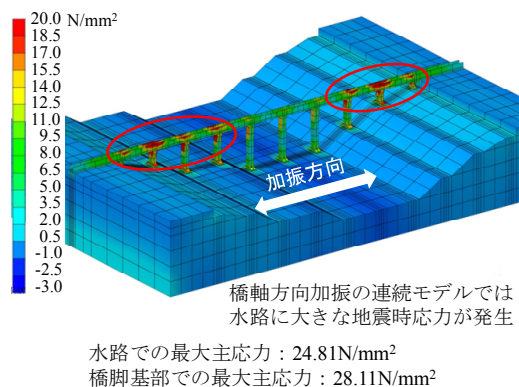


図-10 橋軸方向加振時の連続モデルでの全時刻を通しての最大主応力分布

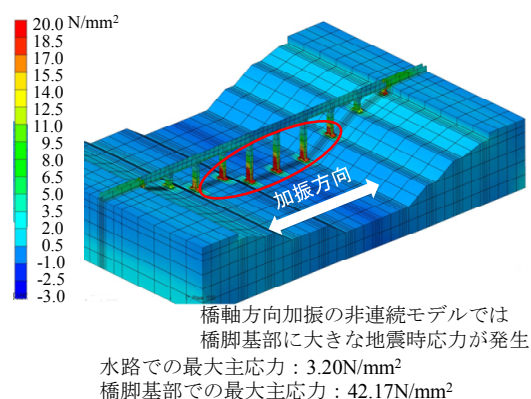


図-11 橋軸方向加振時の非連続モデルでの全時刻を通しての最大主応力分布

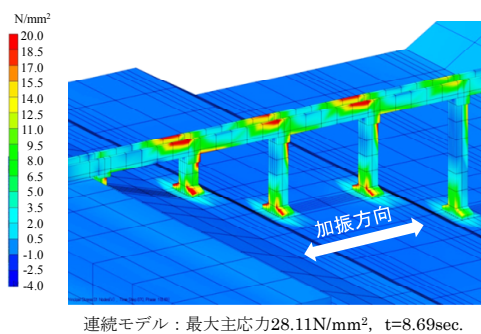


図-12 水路の位置2の主応力が最大となった時刻の橋軸方向加振時の連続モデルでの主応力分布

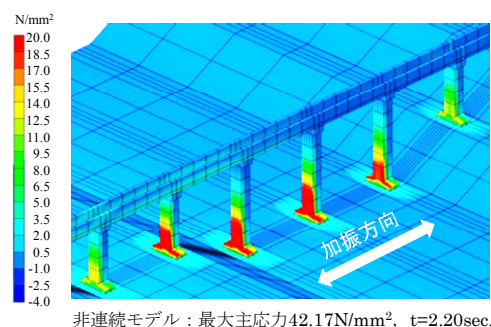


図-13 橋脚基部の位置3の主応力が最大となった時刻の橋軸方向加振時の非連続モデルでの主応力分布

表-7 連続モデルと非連続モデルでの最大主応力

| 代表位置 | 場 所          | 最大主応力 N/mm <sup>2</sup> |       |
|------|--------------|-------------------------|-------|
|      |              | 最大値                     | 最大値   |
| 1    | 橋脚基部 (H=10m) | 28.11                   | 16.40 |
| 2    | 橋脚頂部 (H=10m) | 27.13                   | 2.09  |
| 3    | 橋脚基部 (H=30m) | 19.16                   | 42.17 |
| 4    | 橋脚頂部 (H=30m) | 16.00                   | 0.85  |
| 5    | 橋脚基部 (H=20m) | 23.94                   | 32.25 |
| 6    | 橋脚頂部 (H=20m) | 23.46                   | 1.30  |
| 7    | 水路 (径間中央)    | 2.65                    | 1.59  |
| 8    | 水路 (径間中央)    | 1.57                    | 0.12  |
| 9    | 水路 (径間中央)    | 3.12                    | 3.20  |
| 10   | 水路 (橋脚上部)    | 24.81                   | 1.72  |
| 11   | 水路 (橋脚上部)    | 12.45                   | 0.92  |
| 12   | 水路 (橋脚上部)    | 24.40                   | 1.58  |

(備考) 代表位置は図-14参照

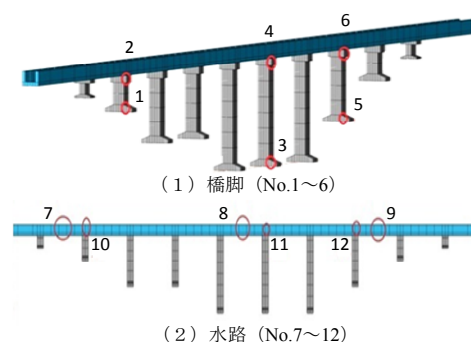


図-14 応力の代表出力位置

主応力分布をそれぞれ図-10と図-11に示す。また、水路の位置2の主応力が最大となった時刻の連続モデルでの最大主応力分布を図-12に、橋脚基部の位置3の主応力が最大となった時刻の非連続モデルでの最大主応力分布を図-13に、連続モデルと非連続モデルの最大主応力の比較を表-7に示す。図-10と図-12より、連続モデルでは、橋脚での地震時応力は小さいのに対して、水路では地震時応力が非常に大きいことが分かる。それに比べて、非連続モデルでは橋脚の基部で地震時応力が大きく、水路

で地震時応力が小さいことが分かる。ジョイント要素を配置した非連続モデルでは、接断面に強度以上の引張応力やせん断応力が作用した場合に接断面で開口・滑動が生じ応力解放が起こる。非連続モデルでは、このような応力解放によって、水路では地震時応力が大幅に減少し、橋脚基部では地震時応力が大幅に増大する結果となった。

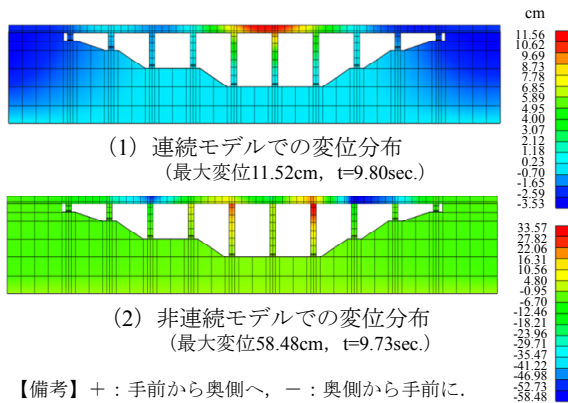


図-15 橋軸直交方向加振時の連続モデルと非連続モデルの変位分布

表-8 橋軸直交方向加振時の連続モデルと非連続モデルでの最大変位

| 代表位置 | 場 所            | 最大変位 (cm) |        |
|------|----------------|-----------|--------|
|      |                | 連続モデル     | 非連続モデル |
| 1    | 橋脚基部 (H=10m)   | -2.46     | -4.81  |
| 2    | 橋脚頂部 (H=10m)   | +4.27     | -4.89  |
| 3    | 橋脚基部 (H=30m)   | -3.40     | -0.22  |
| 4    | 橋脚頂部 (H=30m)   | +11.52    | -9.57  |
| 5    | 橋脚基部 (H=20m)   | -1.22     | -2.45  |
| 6    | 橋脚頂部 (H=20m)   | -4.97     | -7.50  |
| 7A   | 水路の接続部 (H=10m) | +4.57     | +55.27 |
| 7B   |                | +4.57     | -4.89  |
| 8A   | 水路の接続部 (H=30m) | +12.06    | +15.47 |
| 8A   |                | +12.06    | -9.57  |
| 9A   | 水路の接続部 (H=20m) | -5.28     | -58.48 |
| 9B   |                | -5.28     | -7.50  |

(備考) 代表位置：図-8 参照。+：手前から奥側への変位，  
－：奥側から手前への変位。

## (2) 橋軸直交方向に加振した場合の解析結果

### a) 橋軸直交方向加振時の変位応答

橋軸直交方向に加振した場合の連続モデルと非連続モデルでの最大変位の解析結果を表-8 に示す。表-8 中，+は手前から奥側への変位，－は奥側から手前への変位を意味する。代表位置は前出図-8 のとおりである。

連続モデルでは，水路橋が連続した一体構造として挙動したことから，変位量は概して非連続モデルより小さく，水路での最大変位は位置 8 (H=30 m) で 12.06 cm，橋脚では位置 4 (橋脚頂部) で 11.52 cm となった。非連続モデルでは，水路と橋脚の接続部での非連続的挙動に伴って水路で大きな変位が発生し，位置 9A (H=20 m) の最大変位は 58.48 cm となった。

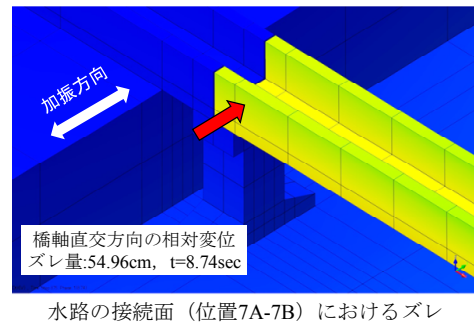


図-16 橋軸直交方向加振時の水路の接続部での橋軸直交方向の変位 (ズレ)

表-9 橋軸直交方向加振時の水路の接続部のズレ

| 代表位置  | 場 所            | 水路の接続部のズレ (橋軸直交方向の変位) |
|-------|----------------|-----------------------|
| 7A-7B | 水路の接続部 (H=10m) | 54.96 cm              |
| 8A-8B | 水路の接続部 (H=30m) | 15.09 cm              |
| 9A-9B | 水路の接続部 (H=20m) | 50.98 m               |

### b) 橋軸直交方向加振時の水路間の開口変位

橋軸直交方向に加振した場合の非連続モデルの水路の接続部での最大開口変位量を表-9 に示す。また，位置 7A-7B での開口変位が最大となった時刻の変位分布を図-16 に示す。位置 7A-7B，8A-8B，9A-9B での橋軸直交方向の変位 (ズレ) は，それぞれ 54.96 cm，15.09 cm，50.98 cm となった。非連続モデルでは，ジョイントの非連続的挙動に伴い水路の接続部での変位は大きくなった一方で，水路の接続部以外の位置では変位が小さくなった。連続モデルでは，水路橋全体が連続体として挙動するため，非連続モデルの場合に比較して変位が平均化される結果となった。

### c) 橋軸直交方向加振時の地震時応力

図-17 と図-18 に，橋軸直交方向に加振した場合の連続モデルと非連続モデルでの最大主応力分布を示す。また，両モデルの最大主応力の比較を表-10 に示す。図-17 と図-18 から分かるように，両モデル共に，橋脚基部での地震時応力が大きく，水路の地震時応力は小さい結果となった。最大引張応力の値は，連続モデルでは位置 3 で 16.71N/mm<sup>2</sup>，非連続モデルでは位置 3 で 21.34N/mm<sup>2</sup> となった。橋軸直交方向加振の場合は，地震時応力に対する水路と橋脚の接続部の非連続的挙動の影響は小さい結果となった。

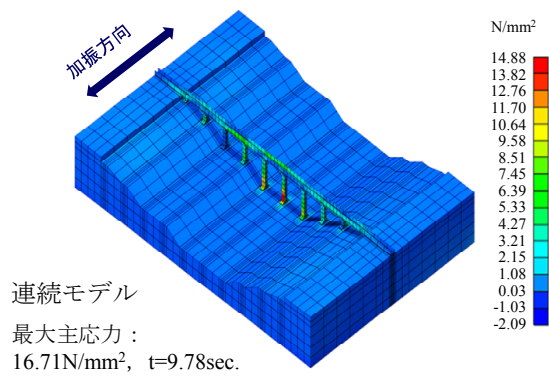


図-17 橋軸直交方向加振時の連続モデルでの最大主応力分布

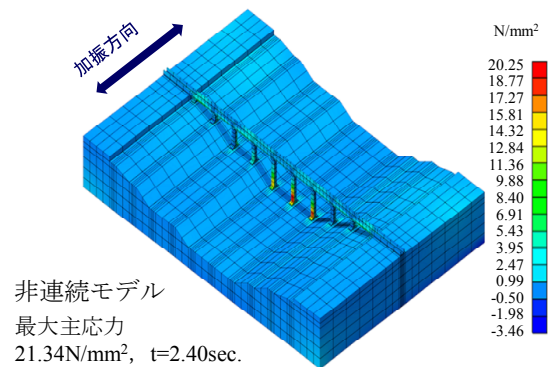


図-18 橋軸直交方向加振時の非連続モデルでの最大主応力分布

表-10 橋軸直交方向加振時の連続モデルと非連続モデルの最大主応力

| 代表位置 | 場 所          | 最大主応力 (N/mm <sup>2</sup> ) |        |
|------|--------------|----------------------------|--------|
|      |              | 連続モデル                      | 非連続モデル |
| 1    | 橋脚基部 (H=10m) | 0.80                       | 10.98  |
| 2    | 橋脚頂部 (H=10m) | 2.42                       | 2.19   |
| 3    | 橋脚基部 (H=30m) | 16.71                      | 21.34  |
| 4    | 橋脚頂部 (H=30m) | 2.79                       | 1.39   |
| 5    | 橋脚基部 (H=20m) | 12.96                      | 19.26  |
| 6    | 橋脚頂部 (H=20m) | 3.46                       | 1.38   |
| 7    | 水路 (径間中央)    | 5.15                       | 10.05  |
| 8    | 水路 (径間中央)    | 7.64                       | 5.09   |
| 9    | 水路 (径間中央)    | 7.11                       | 6.45   |
| 10   | 水路 (橋脚上部)    | 4.07                       | 4.99   |
| 11   | 水路 (橋脚上部)    | 6.38                       | 2.07   |
| 12   | 水路 (橋脚上部)    | 5.27                       | 4.88   |

(備考) 代表位置は図-14 参照，+：引張，－：圧縮

面で非連続的挙動が発生し、応力解放効果によって水路での地震時応力は大幅に低減するが、その反面、橋脚基部での地震時応力が大幅に増大することになる。そのため、橋脚の損壊・倒壊の評価が重要になる。更に、水路間の相対変位に関して、連続モデルでは相対変位ゼロであるが、非連続モデルでは、水路間で大きな相対変位が発生する。水路間での相対変位の発生は、水路からの漏水・溢水、水路の脱落・落橋の原因になるので、水路と橋脚の接統面が可動の場合は、送水機能の維持、落橋に対する健全性の確認・確保が重要な検討事項になる。

水路橋に関しては、水路間で開口変位が生じた場合、落橋を免れた場合でも開口部から漏水・溢水が生じた場合には送水機能の喪失につながるので、開口変位量の定量的な評価が重要になる。水路橋の耐震性能照査において、送水機能の維持、落橋等に係る安全性等を評価するためには、接統面の非連続的挙動を定量的に評価することが可能な三次元動的解析が必要である。

橋軸直交方向に加振した場合は、水路橋に発生する地震時応力に関しては、連続モデルと非連続モデルの結果に大きな差は無く、両モデル共に、橋脚基部で大きな地震時応力が発生する結果となった。

橋軸直交方向加振の場合、地震時応力に対する接統部の非連続的挙動の影響は、橋軸方向加振の場合に比して小さいと考えられるが、地震時変位に対する影響は、橋軸方向加振の場合よりも著しく、橋軸直交方向加振の場合の方が水路間の相対変位（橋軸直交方向のズレ）は大きくなる可能性があるため、橋軸直交方向のズレによる落橋に対する健全性の評価が重要になると考えられる。

強震動に対する水路橋の送水機能の安定性、損壊・倒壊・落橋に対する健全性を的確に評価するためには、橋

## 5. まとめ

水路と橋脚の接統部の非連続的挙動および地震動の加振方向が水路橋の地震時の変位と応力にどのような影響を及ぼすかを検討するために、水路橋と基礎地盤連成系の有限要素モデルを作成し、連続モデルと非連続モデルの2種類の解析モデルを設定し、橋軸方向に加振した場合と橋軸直交方向に加振した場合について三次元動的解析により比較解析を行った。

橋軸方向に加振した場合、連続モデルでは、水路と橋脚が連続した一体構造として応答するため、地震時の変位挙動は抑制される反面、水路に大きな地震時応力が発生することが分かった。

橋軸方向に地震動が作用した場合、連続モデルでは、橋脚基部に発生する地震時応力が小さいため橋脚の損壊・倒壊の可能性は低い、水路では地震時応力が大きくなるので、水路の損傷・破壊の評価が重要になる。

一方、非連続モデルでは、水路と水路の接統面、橋脚と水路の接統面を可動としているので、強震時には接続

桁と橋脚の接続面の非連続的挙動（開口，滑動），地震動の作用方向等の考慮が必要であり，ジョイント要素を活用した三次元的解析が有用である。

## 6. あとがき

水路橋の耐震性能照査では，水路の損傷，水の流出，橋脚の損壊・倒壊，橋桁の損傷・落橋等に対する健全性の確認が必要になる．橋桁や橋脚の損傷・破壊を評価するためには地震時の応力評価が必要であり，落橋等を評価するためには地震時の相対変位の評価が必要である．地震時の応力および相対変位は，地形，地盤構造，接続部の可動・固定条件，地震動の加振方向，地震動特性等によって大きく変化する．したがって，橋梁に関して精度・信頼性の高い耐震性能照査を行うためには，これらの影響を考慮し，地震時の応力と相対変位を精度良く評価することが必要である．ジョイント要素を活用した有限要素法による地盤・構造物連成系の三次元的解析は，水路橋の耐震性能照査の方法として有用である．今後の課題としては，地形の影響，地盤および構造物の動的特性の影響，地震動特性の影響，水路内の水の影響等の検討が考えられる

**謝辞：**解析プログラム DIANA の使用に際しては，株式会社 JIP テクノサイエンスの村上正明様，竹原和夫様のご配慮とご協力をいただきました．記して深謝の意を表します．

## 参考文献

- 1) 東日本旅客鉄道（株）：信濃川発電所復旧工事技術専門委員会報告書，2006.

- 2) 伊津野和行，石田優子，藤本将光，深川良一：通潤橋の地震応答特性に関する研究，土木学会論文集A1（構造・地震工学），Vol.73，No.4，I\_1-I\_8，2017.
- 3) 西澤邦夫：奥泉発電所関の沢水路管支承部取替工事，中部電力技術開発ニュース，No.132，pp.33-34，2008.
- 4) 飯田直宏，小林淳，岡村康弘，中川秋男：群馬用水における水路橋耐震補強について，農業農村工学会誌，Vol.76，pp.103-107，2008.
- 5) 上村宏孝，原昭夫，櫻井渉：十津川第一発電所野尻水路橋耐震補強工事，電力土木，第351号，pp.48-51，2011.
- 6) 土木学会：阪神・淡路大震災調査報告 1 土木構造物の被害（橋梁），4.1，5.1，1996.
- 7) 土木学会：平成16年新潟県中越地震被害調査報告書，2006.
- 8) 平成20年岩手・宮城内陸地震 4 学協会東北合同調査委員会：平成20年（2008年）岩手・宮城内陸地震災害調査報告書，pp.349-355，2009.
- 9) 東日本大震災に関する東北支部学術合同調査委員会：平成23年（2011年）東北地方太平洋沖地震災害調査報告書 地震・地震動および社会基盤施設の被害，pp.98-387，2013.
- 10) 日本道路協会：道路橋仕方書・同解説 V 耐震設計編，pp.60-64，2012.
- 11) 農林水産省農村振興局：土地改良事業設計指針「耐震設計」（案），pp.231-232，2015.
- 12) 経済産業省原子力安全・保安院，電源開発株式会社，東電設計株式会社，株式会社ニュージェック：発電設備耐震性能調査（平成21～23年度）報告書，pp.2.1-2.74，2012.
- 13) 日本セメント技術協会：セメントコンクリート，No.142，表紙，1958.
- 14) 土木学会：コンクリート標準示方書 耐震性能照査編，pp.110，2002.

(2018. 8. 31 受付)

## STUDY ON INFLUENCE OF CONNECTION STATUS OF WATERWAY AND PIERS ON SEISMIC RESPONSE OF AQUADUCT BRIDGE

Yoshiaki ARIGA

Seismic responses of aquaduct bridge were investigated by three dimensional dynamic analysis for the purpose of improving accuracy and reliability of seismic performance evaluation of aquaduct bridge. In this study, two models, or a continuous model and a discontinuous model were set, and comparative analyses were made. As a result, in the continuous model, seismic stresses increased in the waterway. In the discontinuous model, the seismic stresses increased at the base of piers but decreased in the waterway due to the stress relief by the opening and sliding of connecting surfaces. In addition, large opening displacement occurred at the connecting surfaces between waterways. In order to accurately evaluate the seismic performance of aqueduct bridge, it is necessary to quantitatively evaluate the possibility of falling of aqueducts and collapse of piers. For this purpose, analytical evaluation taking the influence of discontinuous behaviors of connecting surfaces into account is necessary.