

## 開断面箱桁橋の構造初期値と解析モデルの検討

Investigation on initial structural condition and analytical modeling of U-Shaped Steel Girder Bridge

三上修一\*, 宮森保紀\*, 大島俊之\*\*, 石川博之\*\*\*, 門田峰典\*\*\*\*

Shuichi Mikami, Yasunori Miyamori, Toshiyuki Oshima, Hiroyuki Ishikawa and Takanori Kadota

\*博(工), 北見工業大学准教授, 工学部土木開発工学科 (〒090-8507 北海道北見市公園町 165 番地)

\*\*工博, 北見工業大学教授, 工学部土木開発工学科 (〒090-8507 北海道北見市公園町 165 番地)

\*\*\* (独) 土木研究所寒地土木研究所, 上席研究員, 寒地構造チーム (〒062-8602 札幌豊平区平岸 1 条 3 丁目)

\*\*\*\*北見工業大学大学院, 工学研究科土木開発工学専攻 (〒090-8507 北海道北見市公園町 165 番地)

Initial condition measurement of static deformation behavior before its service start and vibration characteristics on completed bridge of U-shaped steel girder bridge, are dealt with in this paper. The 3-dimensional Finite Element Method is used to model this tested bridge. The deformation characteristics of shoes was measured and detailed modeling of this effects needs to consider. And the natural frequency characteristics of their modes are examined using the ERA(Eigensystem Realization Algorithm) method. Simulation analysis considering road surface irregularity and coupling effects between vehicle and bridge was done. The data of this analysis is utilized to monitor the change of deformation and vibration characteristics due to the degradation and damage of bridge.

*Key Words: initial structural condition, u-shaped steel girder bridge, 3-dimensional finite element method*

キーワード: 構造初期値, 開断面箱桁橋, 3 次元FEM

## 1. はじめに

公共投資額が縮小する中, 建設費のみならず維持管理までのトータルコスト削減を考慮できる構造形式の研究開発が数多く行われており, 経済性の高い合理化橋梁の施工数が徐々に増加している. また, 既設橋梁においても供用年数が 40 年から 50 年を超える橋梁が増加しており, 今後莫大な維持管理・更新費が必要となる. このため効率的な維持管理を行うためにヘルスマonitoring<sup>1)~4)</sup>を行い, 構造の健全度評価を行う多くの研究が行われている.

一般に実橋梁を数値解析モデル化する場合, 常時微動や強制加振実験によって得られる全体系の振動特性についてモデル化の精度を検証することが多いが, 低次の振動では劣化や損傷による影響を把握することは極めて困難であり, 高次の振動に着目する必要がある<sup>5)6)</sup>. しかし, 基本となるのは実橋梁を詳細に再現したモデルである<sup>6)</sup>. 3 次元FEMで詳細にモデル化することによって, 実橋梁に近い挙動を再現することが可能であり, 橋梁全体系振動とともに交通振動における局部振動などを再現できるモデル化を行っていく必要がある<sup>7)8)</sup>.

従って, 新設時の変形特性や振動特性などの構造初期値を求めておくことはその後の維持管理において重要である. 本研究は北海道において新設された比較的珍しい構造形式である曲線の開断面箱桁橋<sup>9)~15)</sup>に着目し, 供用開始前における変形挙動や振動特性といった構造初期値の計測を行うことで完成系の挙動を確認するとともに, 3 次元FEMで詳細にモデル化することにより, 実橋梁の構造初期値を再現できる解析モデルの構築を行った. 構造初期値の計測としては, 車両による静的・動的載荷実験を行うことで, 着目断面におけるひずみ・支承の変形特性・支間中央の加速度を計測した. また, クレーンを用いた重錘落下実験を行うことで, 固有振動特性を計測した. その際, 常時微動振動の計測も行い, 高精度に固有振動数を求めることが可能なプログラムであるERA (Eigensystem Realization Algorithm) を用いて固有振動数を同定した. そして, これら構造初期値との比較により, 実橋梁を再現できる解析モデルを用い, 供用後に想定される劣化や損傷による変形特性や振動特性の変化をモニタリングするため, 路面の凹凸を変化させた車両による動的応答解析を行い, 初期応答に対する変化を検討した.

## 2. 開断面箱桁橋の概要

開断面箱桁橋は合理化橋梁として考案された構造形式の一つである。この開断面箱桁橋においては、下フランジと直角なウェブを持つ一般的な箱桁と比較すると、外側に傾斜したウェブを有しているため、架設時の開断面時に局部座屈の発生が懸念される。また、曲線橋として適用する際は、ねじりモーメントの一部は純ねじり、他はそりねじりによって分担される<sup>11)</sup>。そのため、開断面時の架設時が最も不安定であるため、架設時の安定性の検討が多くなされている<sup>11)・15)</sup>。

本研究が対象としている丸瀬布大橋は図-1 に示す通り、橋脚基部が一体となった1柱形式の1箱桁橋である。概要を以下に示す。

供用開始: 2006 年

路線名: 北海道旭川紋別自動車丸瀬布大橋 L 橋(下り)

構造形式: 2 径間連続合成開断面箱桁橋

橋 長: 108.6m

支 間: 56m+51m

幅 員: 全幅 10.845m

曲 率: 1500m

縦断勾配: -2.2%

床版形式: 鋼・コンクリート合成床版 (パイプスラブ)

支 承: 鉛プラグ入りゴム支承

に2台ずつ載荷する2-A の計4パターンとした。



図-1 丸瀬布大橋

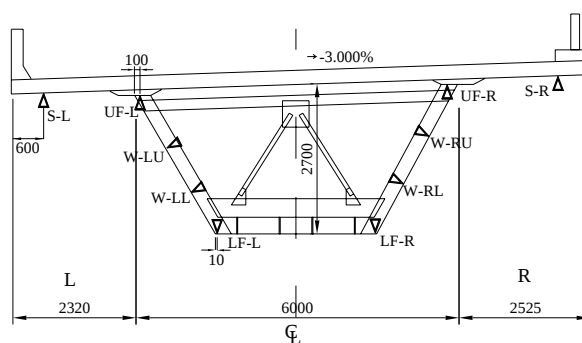


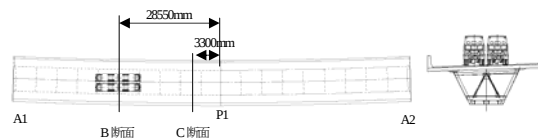
図-2 着目位置

## 3. 実験概要

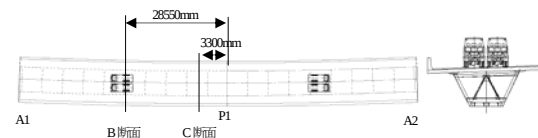
### 3.1 静的載荷実験

196KNに調整したダンプトラック計4台を静的に載荷させ、着目断面における挙動の把握を目的としている。重量は計測誤差の影響が少なくなるようある程度大きな荷重で、また載荷した状態で陸送するため、入手できる最大の重量として選定した。なお、車両それぞれの正確な軸重を把握するため、現地での軸重測定を行っている。着目する断面は、P1 から A1 側に 28550mm の曲げモーメントが最大となる支間中央断面（以下、B 断面という）と、負の曲げモーメントの影響が懸念される中間支点上から A1 側に 3300mm の中間支点上断面（以下、C 断面という）とした。ずれているのは、横桁（中間支点上はダイヤフラム）の位置を避けるためである。上下フランジ・ウェブ・合成床版底鋼板の計 10 箇所での橋軸方向のひずみ測定を行った。両ウェブのひずみ計設置位置は、ウェブを3等分した位置に溶接しており、上フランジのひずみ計はウェブ溶接点から 100mm 内側、下フランジでは主桁ウェブ接合部から 10mm、底鋼板のひずみ計位置は端部から 600mm の位置である（図-2）。

載荷パターンは、図-3a)に示す床版支間中央に載荷するパターン 1-A と、L ウェブ側・R ウェブ側に偏らせて載荷する 1-B・1-C、そして、図-3b)に示す両支間中央



a) 載荷パターン 1-A



b) 載荷パターン 2-A



図-3 載荷パターン

### 3.2 車両走行実験（図-4）

動的載荷実験は静的載荷実験と同様、図-2 に示したひずみ計を用い、車両走行による動ひずみの把握や静的載荷実験との比較を目的としている。車両は 40ton のラフタークレーンとし、着目断面は静的載荷実験と同様、B 断面と C 断面である。レーザー変位計や車載したビデオにより正確に車両先端（バンパー部）の位置を把握している。

走行開始位置は A2 から先の工事が未完了であったことから、P1-A2 間から A1 に向かう走行とし、舗装も 1 層だけとなっていたため、伸縮装置部に大きな段差があり、高速度での走行が実施できない状況であった。そこで、走行速度は 10km, 20km, 30km の 3 パターンとした。本研究では、基本的な動的挙動の把握を目的としているため、実走行を考慮せず、走行位置は床版支間中央とした。そのため、車両先端が P1 を通過する時刻が 0 秒である。計測は 5Hz のローパスフィルタを用い、出力は 0.005 秒のサンプリング時間で一括収録している。

実橋梁と解析モデルの比較において、全体的な応答を正確に反映することができても、支承などの境界部での応答が正しいとは限らない<sup>9)</sup>。そこで、レーザー変位計を用いた支承計測（鉛直変位・橋軸変位）を実施することで、支承における初期値を把握した。対象とした支承は A1 上の R 側支承とし、寸法は 274.5×770×770 (mm) で橋台上全て同寸法となっている。鉛直方向における計測点は、支承から 19cm 手前の下フランジ（図-5a））、橋軸方向における計測点は、上沓から 4cm 下の支承側面（図-5b））とした。

また、B 断面の下フランジ中央に速度計を鋼板に接着させて設置した。鋼板は下フランジと一体となって応答するよう、十分重量も重いものを採用した（図-6）。

解析モデルと実橋梁の応答を解析モデルで再現する際、新設路面であってもその微小凹凸が動的応答に与える影響は大きい。そこで、3m のプロファイルメータにより、1.5m 毎に橋軸方向の凹凸計測を行った。図-7 は測定された路面プロファイルである。

### 3.3 振動実験

本橋の固有振動数、振動モード、減衰特性の基本的な初期振動特性の取得を目的に、クレーンで吊り上げた重錘 5ton を上下させ、振動を計測する強制加振時振動計測と、風等により励起された振動を計測する常時微動計測の 2 つの振動計測を行った。加速度計の位置は、床版上の両路肩部に 17 点ずつ、計 34 点設置しており、無線 LAN システムを用いて 0.005 秒のサンプリング時間で一括収録している。

強制加振においては、動的載荷実験と同様の 40ton ラフタークレーンを用いており、加振位置は A1-P1 支間の中央部と、ねじれ振動が励起し易い L 側片持ち部とした（図-8）。



図-4 走行実験状況



a) 鉛直変位計測



b) 橋軸変位計測

図-5 支承計測状況



図-6 下フランジ速度計

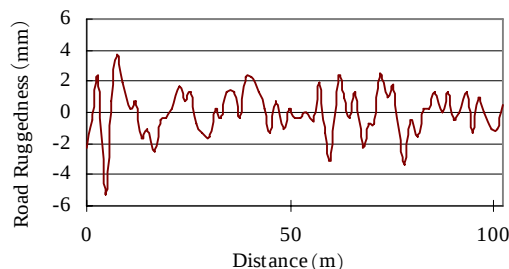


図-7 実測路面プロファイル

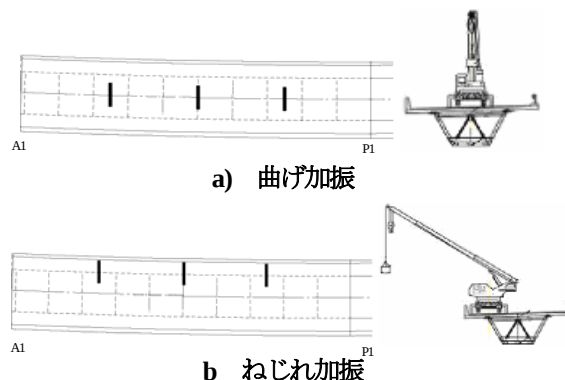


図-8 クレーン加振位置

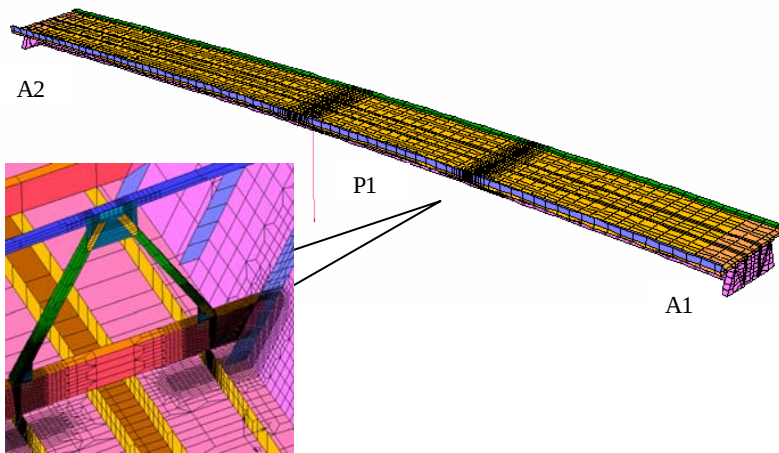


図-9 FEM モデル

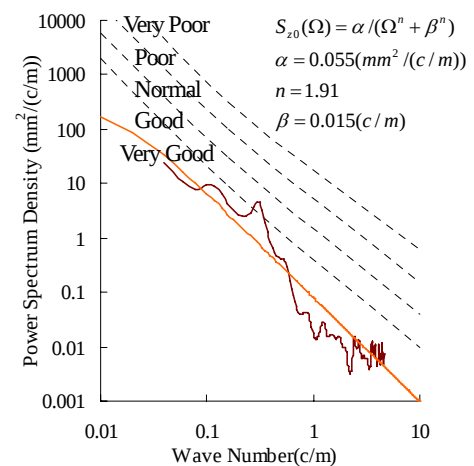


図-10 路面モデルとISO評価基準

表-1 バネ剛性

|       | バネ剛性(N/mm) |          |          |
|-------|------------|----------|----------|
|       | 鉛直         | 水平       | 回転       |
| 橋台上支承 | 1360000    | 20000    | -        |
| 橋脚上支承 | 6000000    | 30000    | -        |
| フーチング | 2131660    | 908597   | 19184943 |
| 橋脚    | -          | 141653.3 | -        |

#### 4. 解析モデル

##### 4.1 FEM モデル

全体的な振動を扱うには、3次元の骨組み要素を用いる例が多いが、本研究では局部の構造初期値を再現できる維持管理モデルを構築するため、汎用構造解析プログラムであるMARC/MENTATを用いて3次元FEMで詳細にモデル化を行った。

図-9はFEMモデル図であり、対象としているのは下り線のL橋であるため、上下線を分離したモデルで解析を行った。床版には合成床版（パイプスラブ）を採用しているため、床版コンクリート（地覆・防護柵）はソリッド要素、底鋼板・側鋼板はシェル要素でモデル化した。一般に、ソリッド要素とシェル要素の節点では、それぞれの持つ自由度が異なるため、タイニングを施すことで自由度を合わせなければならない。しかし、床版とウェブとの共有節点で発生する回転が小さいと考え、タイニングを考慮せずにモデル化を行った。パイプスラブは、リブ、パイプ、主・配力鉄筋により補強されており、異方性が小さくないが、本研究では床版を等方性体としてモデル化するために、鉄筋、パイプ、縦リブを詳細にモデル化したパイプスラブモデルを作成し静的解析を行い、合成床版の等価弾性係数32GPaと決定した。また、版作用によって発生するひび割れの影響は考慮していない。その他の部材としては、橋脚・対傾構は梁要素、主桁ウェブ・下フランジなどはシェル要素でモデル化し、支承は免震支承であるため、地盤と同様にバネ要素でモ

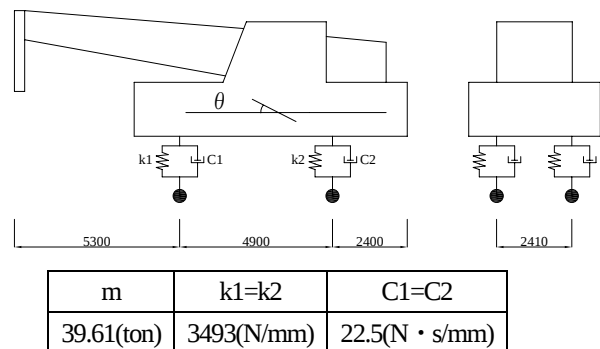


図-11 車両モデル

デル化を行った（表-1）。基礎は直接基礎であり、フーチングと橋脚は地盤のN値から算出したバネ剛性を入力する。

比較を行うB断面・C断面の要素に対しては細かく要素分割を行い、特に支間中央で大きな変形が生ずるB断面の対傾構においてはシェルで詳細にモデル化を行った。そのため、全体モデルは節点数30613・要素数31159である。減衰については、後述する表-2からERAにより曲げ1次とねじれ1次を選択してRayleigh減衰<sup>10)</sup>を設定した。

路面の凹凸については、文献<sup>17)</sup>を参考とし実測路面データから、最大エントロピー法(MEM)を用いてパワースペクトル密度を求めた。適用した路面パラメータとISO評価基準を適用したパワースペクトル密度関数を図-10に示す。ここで、 $\Omega$ は路面周波数(c/m)、 $\alpha$ は路面の平坦性を示す平滑度パラメータ、 $n$ は周波数によるパワーの分布を示す指数、 $\beta$ はスペクトル密度が発散しないために分布形状を考慮した変数である。ISO評価基準では、路面周波数 $\Omega$ が $1/(2\pi)$ のときのスペクトル密度の値で路面状態を5つの状態に区分している。破線で区分される区間が各路面状態の境界となっており、上方にシフトすることで路面の悪化を示す。新設橋梁であるため、路面状態はVery Goodであり、この路面パワースペクトル密度

で規定された路面凹凸を実路面として表すために、サンプル関数を用い、モンテカルロシミュレーション<sup>18)</sup>により推定した。

## 4.2 車両モデル

一般に車両による振動が橋梁に及ぼす影響として支配的なものは、上下振動・ピッチング振動・ローリング振動とされている<sup>9)</sup>。そこで、上下振動・ピッチング振動を考慮した3次元車両モデルを採用した。車両はラフタークレーンであるため、前後の軸重は等しい<sup>19)</sup>。バネ上振動数が3Hzになるよう各パラメータを設定した(図-11)。前述した路面凹凸と共に、この車両モデルをMARCがサポートするサブルーチンFORCDTに組み込み、節点の荷重増分として定義した。解法としてはNewmarkのβ法<sup>20)21)</sup>( $\beta=1/4$ ,  $\Delta t=0.01$ )を用いた反復法で解き、その際の加速度収束判定は0.001とした。

## 5. 固有値解析

振動実験で得た実橋梁の固有振動数と解析モデルの比較を行い、実橋梁における振動特性を同定した。比較するデータは常時微動測定データからERAを用いて算出した固有振動数とした。

### 5.1 ERA による固有振動数同定

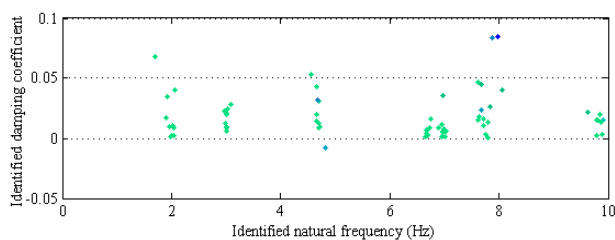
常時微動記録13サンプルから固有振動数の同定を行った。まず、橋梁上に設置した34測点で収録された加速度波形について、相関関数を用いて減衰自由振動波形を生成した。支承上部に配置されている6測点を除いた28測点を参照点とし、観測点は34測点全てとした。ERA適用に際して作成するハンケル行列の大きさは60行30列とし、特異値分解によって得られる対角行列においては最大特異値の0.01%以下のものを削除してシステム行列を再構築して固有値を求めた。図-12a)は全13サンプルで同定された固有振動数と減衰定数をすべてのモードについて図示したものであり、各点の色が明るい(薄い)方がMAC(Modal Amplitude Coherence)が大きいことを表す。なお、文献22)によれば、MACは可観測性に関するものと可制御性に関するものが定義されるが、本研究ではこれら2つのMACの積を用いている。図-12b)は固有振動数の同定頻度を表したヒストグラムである。

図-12a)の分布から、固有振動数のばらつきが比較的小さいことが分かるが、減衰定数はおおむね0から5%の間に分布するもののばらつきがあり、より詳細な検討のためには振動振幅に対する整理などが必要である。そこで、図-13b)のヒストグラムとFEMの固有振動解析結果に基づき、2.0Hz、3.0Hz、6.5Hz、6.7Hz、7.7Hz、9.5Hz近傍で同定されたモードをそれぞれ抽出し、それぞれのMAC値を重み係数として用いた重み付き平均値をそれぞれのモードの固有振動数とした。なお、5Hz近傍で同

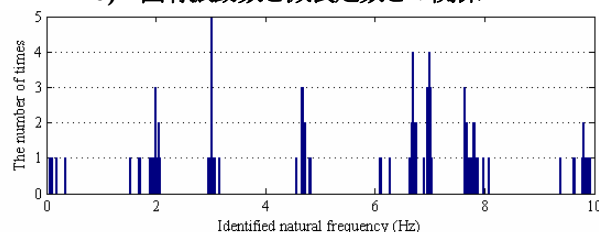
定されたモードにおいては、2径間にも関わらず、全体が面外方向に振動している特殊なモードであったため比較を行わないこととした。

### 5.2 比較結果

表-2に実測値と解析値の結果を示す。ねじれ2次振動では約2%の相違が生じているが、その他のモードでは1%以下の精度で一致している。実橋梁の初期における振動特性を把握することができ、解析モデルは高い精度でモデル化できていると言える。



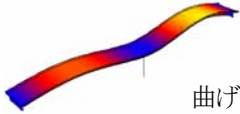
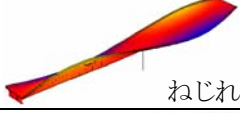
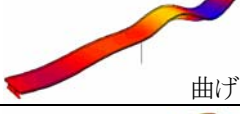
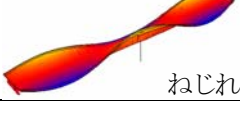
a) 固有振動数と減衰定数との関係



b) 振動数毎の算出数のヒストグラム

図-12 ERAによる固有振動数同定

表-2 固有値比較結果

| 固有モード形状                                                                                    | 固有振動数(Hz) |       | 減衰定数   |
|--------------------------------------------------------------------------------------------|-----------|-------|--------|
|                                                                                            | 解析値       | 実測値   |        |
|  曲げ1次  | 1.956     | 1.960 | 0.0158 |
|  曲げ2次  | 2.988     | 3.015 | 0.0164 |
|  曲げ3次  | 6.655     | 6.689 | 0.0054 |
|  ねじれ1次 | 6.976     | 6.992 | 0.0059 |
|  曲げ4次  | 7.780     | 7.762 | 0.006  |
|  ねじれ1次 | 9.613     | 9.809 | 0.0107 |

## 6. 静的挙動解析

実測値と解析値を比較することにより、実橋梁における静的な挙動を確認するとともに、初期の挙動を再現できる解析モデルの構築を行った。解析条件は、試験車の軸重・載荷位置など実測条件に従っている。現地で行った試験車両の軸重測定結果を参考とし、車両における荷重を集中荷重で定義した。

### 6.1 比較結果

図-13にB断面におけるL・R側の応力（載荷パターン1-A）、図-14にC断面におけるL・R側の応力（載荷パターン2-A）、表-3にB断面における底鋼板の応力（載荷パターン1-A）を示す。なお、グラフの縦軸は主桁下フランジからの高さ（ $H_{FV}$ ）に対するゲージ位置の高さ（ $H_i$ ）の比を取ったもので、一点鎖線はウェブを3等分するひずみゲージ位置を示す。実測値は3回の載荷による平均を取ったものである。

#### (1) B断面におけるL・R側の応力について

実測値においてL側とR側を比較すると、上下フランジでの応力は近い値であるのに対して、ウェブでは相違が生じている。支間中央ではねじれの影響が大きく、R側ウェブは曲線桁の外側で桁高が高いため、外側へ膨らむ挙動を示すと判断できる。

解析値においても、若干ではあるがRウェブでの応力が大きく、実橋梁に近いウェブ挙動を再現できていると言える。一方、下フランジではパネル分割された下フランジを接続する添接版や、縦リブなども詳細にモデル化しているにも関わらず、実測値と一致していない。考えられる理由としては、文献(23)では、隅各部の応力解析を行う場合、シェル要素よりも板厚を持った立体要素を用いることで、正確な結果が得られると考えられており、今回のような2次部材の影響が複雑な下フランジ近傍での応力を一致させるには、要素による影響を考慮してモデル化を行っていかねばならないと考えられる。

#### (2) C断面におけるL・R側の応力について

実測値において、L側とR側を比較すると、ほぼ同直線上にあるため、両ウェブとも同様の挙動を示すと判断できる。

解析値は実測値と比べて少々大きいものの、同等な応力を得ている。B断面と比べて下フランジの応力が同等なのは、車両の載荷位置が遠いため断面に発生する応力が小さいため、要素による影響は少ないと判断できる。

#### (3) B断面の底鋼板応力について

実測値では両パターンともR側の発生応力が大きい結果となった。これは、曲線桁橋の外側におけるねじれの影響が考えられる。また、実験時点ではL側はコンクリート製の防護柵が設置されていたが、R側は設置されていなかったため、防護柵の剛性が影響していることも考えられる。

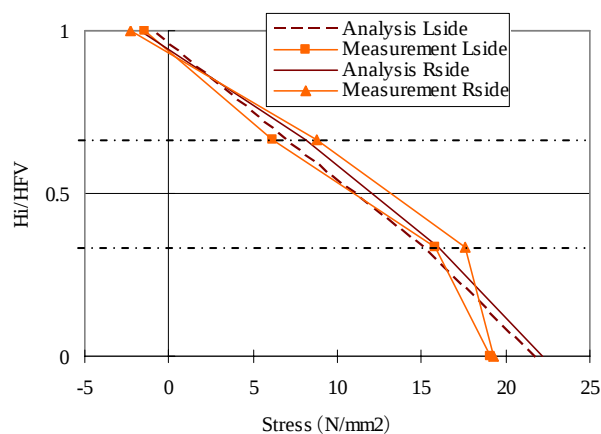


図-13 載荷パターン1-A  
B断面におけるL・R側の応力

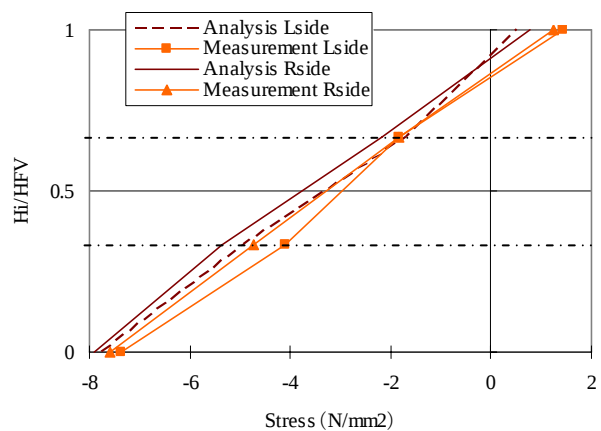


図-14 載荷パターン2-A  
C断面におけるL・R側の応力

表-3 B断面における底鋼板の応力

| パターン         | 底鋼板ひずみ計    | stress(N/mm <sup>2</sup> ) |             |
|--------------|------------|----------------------------|-------------|
|              |            | Analysis                   | Measurement |
| 1-A<br>(B断面) | B-S-L (L側) | -2.013                     | -2.461      |
|              | B-S-R (R側) | -2.224                     | -3.485      |
| 2-A<br>(C断面) | C-S-L (L側) | -0.973                     | -1.234      |
|              | C-S-R (R側) | -1.016                     | -1.643      |

解析値は実測値よりも小さく、L側の底鋼板応力は実測値に近いが、R側では応力の差異が大きい。本来、床版コンクリートは底鋼板上に溶接されているスタッドにより結合されており、剛結されていない。一方、解析モデルでは床版コンクリートと底鋼板は節点を共有しているため、実橋梁よりも剛となってしまったことも原因として挙げられる。また、床版コンクリートを等方性部材としてモデル化したことにより、実際よりも硬くなり、応力が小さく生じていることも考えられる。より実測値と一致した応力を得るためには、着目している断面をパイプや鉄筋を考慮してモデル化することで、実測値近似する同様な応力を得ることができると考えられる。

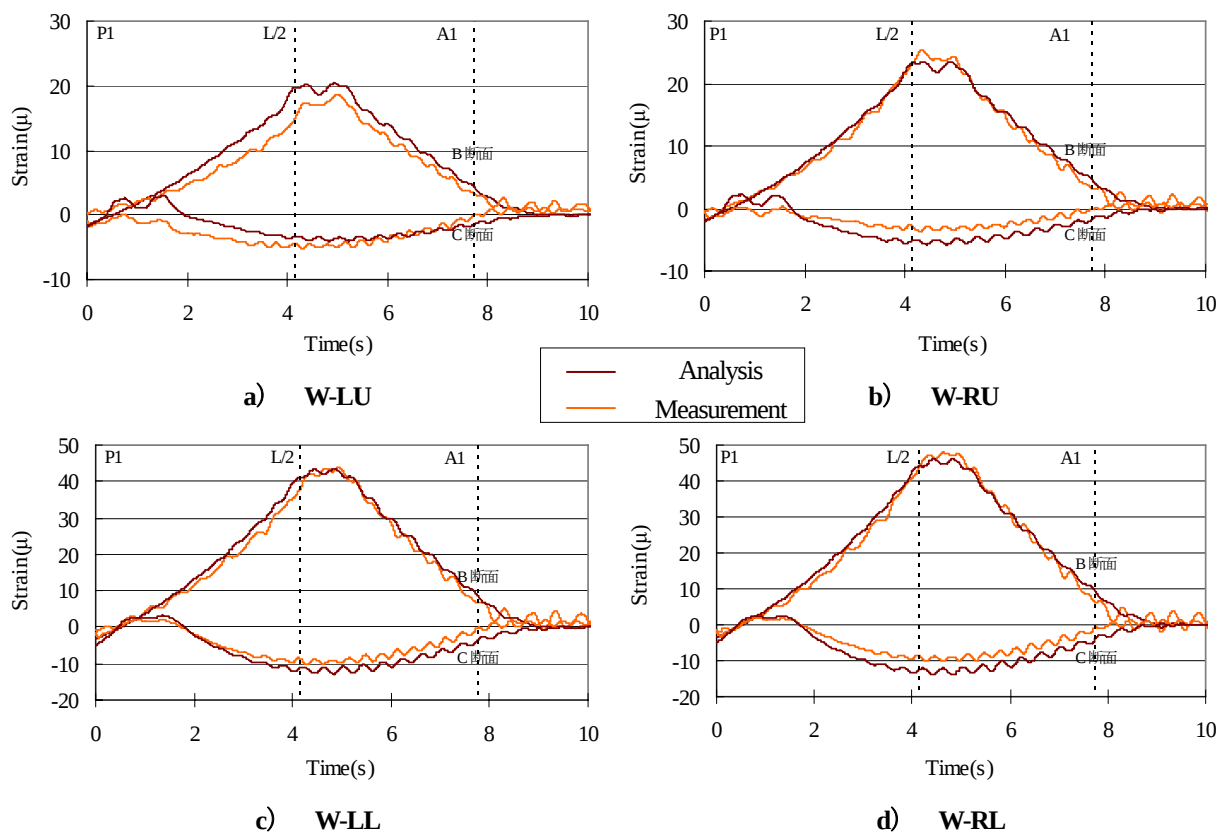


図-15 B・C断面の動ひずみ

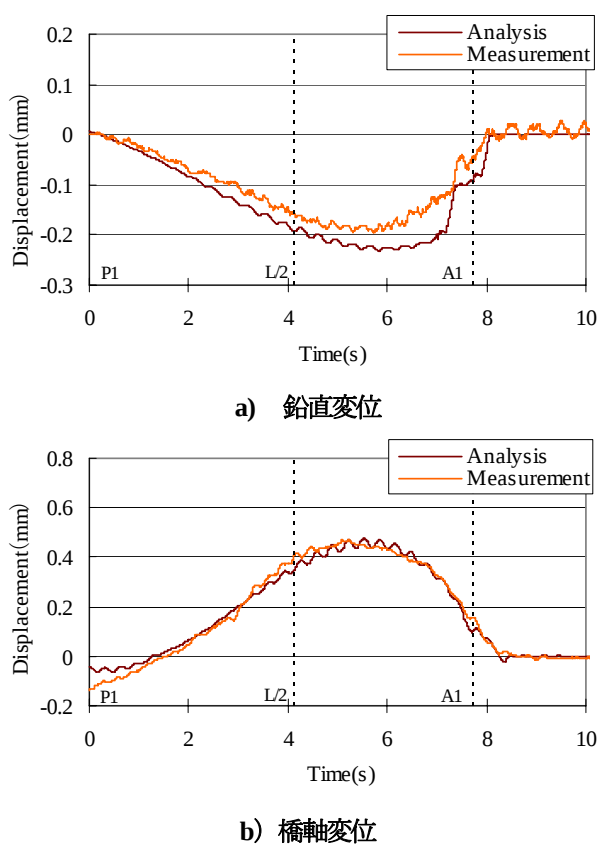


図-16 A1におけるR側の支承変位

## 7. 動的応答解析

動ひずみ、支承変位、下フランジの加速度といった動的応答値と解析モデルを比較することにより、実橋梁の初期応答値を再現できるモデルを構築した。解析条件はおおよそ実測条件に従っているが、車両走行条件の初期状態はA2の手前から走行し、A1を通過するようになっている。ここでは、通過後の段差による橋梁への影響は少ないと考え、段差を考慮せずに解析を行った。ここでは、時速30kmにおけるウェブひずみの比較を行った。

### 7.1 比較結果

#### (1) 動ひずみについて (図-15)

B断面では引張、C断面では圧縮が生じている。W-LUにおいては実測値よりも解析値のひずみ量が顕著であるが、その他の位置では同等なひずみ量を得ている。

C断面におけるLP1から3L/4までの引張から圧縮へと転じる応答はほぼ一致している。これからP1上支承の鉛直バネ定数が妥当であると言える。

解析値の振幅が若干小さいが、実車両の減衰が未知であるため、モデルの減衰が実車両よりも高いためである。

#### (2) 支承変位について (図-16)

破線は車両先端の位置であり、車両がA1上支承上に達した直後の鉛直変位の応答に相違が見られるが、伸縮装置の段差によるものである。橋軸方向に関しては、その

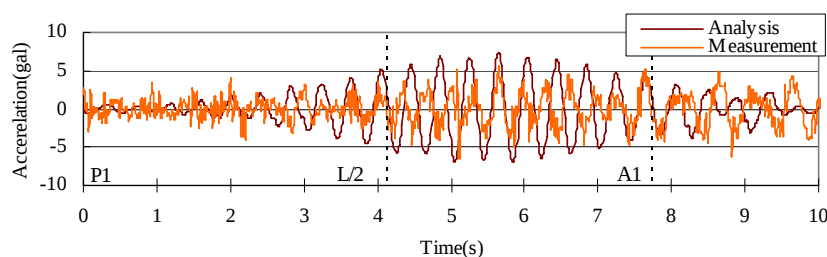


図-17 下フランジの加速度

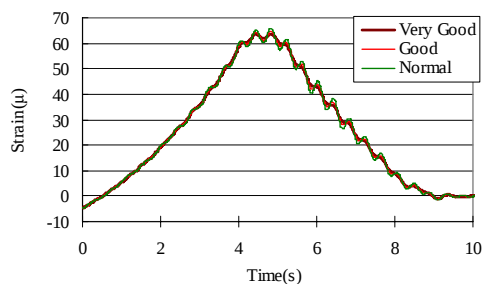
の影響は少ないため同様な応答を得ている。

鉛直変位において、実測値に比べ解析値では変位量が大きい、車両振動による支承応答を合わせることが困難であることを考慮すると、適切にモデル化できていると言える。

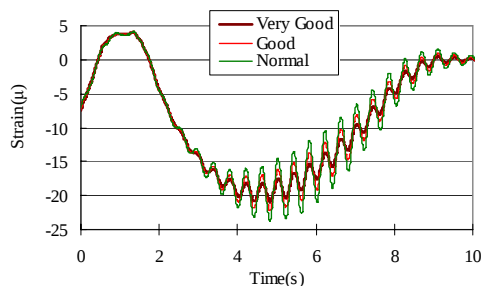
### (3) 下フランジの速度 (図-17)

下フランジで計測した速度を加速度に積分して比較を行った。実測値においては、車両は時速30kmと低速であり、A2-P1支間からの走行であるため、P1-A1間を走行でも大きな加速度を生じてはいない。一方、解析ではA2-P1間を等速で走行しているため、加速度のピークは、最大で50%程度大きい。しかし、全体的には同程度の加速度となっていることから、モデルの精度が高いと言える。

以上、支承変位・下フランジの加速度・着目断面における動ひずみと解析モデルを比較した結果、解析モデルは実橋梁と同等な応答値を有しており、実橋梁の初期応答値を再現できるモデルを構築することができたと言える。



a) B 断面 LF-R



b) C 断面 LF-R

図-18 路面凹凸によるB・C断面下フランジのひずみ

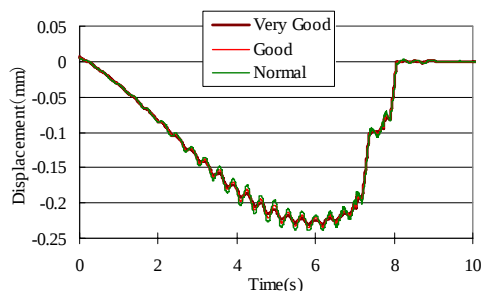
## 8. 路面凹凸の劣化による影響

路面凹凸の変化を劣化による損傷と捉え、凹凸の変化が初期値にどのような影響を与えるのかを検討した。路面凹凸は、4章に示すISO評価基準に従い、路面パラメータである $a$ を変化させ、サンプル関数を上方にシフトすることによって凹凸性状を悪化させた。Very Good, Good, Normal, の3段階で評価を行った。

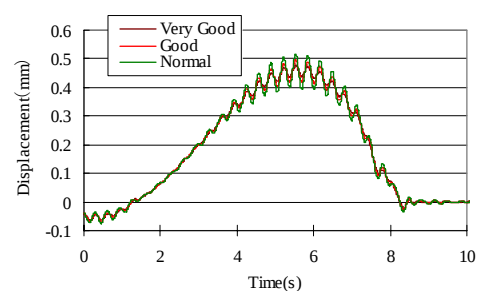
### 8.1 解析結果

ここでは、振動の影響が顕著であるB・C断面の下フランジLF-L (図-18) と、支承 (図-19) に対して検討を行った。なお、4章に示したように、初期路面の分類はVery Goodである。

B断面における最大ひずみの変化量は、初期値と比較してGoodでは1.4%程度、Normalでは3.5%程度の増大であるため、あまり変化はない。一方、C断面においてはGoodで5%程度、Normalで12%程度増大しており、路面凹凸による影響が顕著であることが分かる。支承の鉛直変位では、初期値と比較してGoodでは2.2%程度、Normalでは5.6%程度増大している。一方、橋軸変位では、



a) 鉛直変位



b) 橋軸変位

図-19 路面凹凸による支承応答

Good では約 4.3%, Normal では約 8.8%増大している。路面の凹凸高により車両接地力が増加するが、本橋はゴム支承であり、水平バネ剛性が低いことから、曲げの影響により変位量が顕著であると言える。

以上より、路面凹凸の変化による動的な影響を把握することができた。

## 9. まとめ

本研究では、北海道に新設された曲線開断面箱桁橋を対象として、供用開始前の初期値（固有値・静的挙動・動的応答）の計測を行うことで、完成系の挙動を確認するとともに、信頼性の高い解析モデルを構築した。以下に実測によって把握した構造初期値を示す。

- ・静的・動的载荷により、B断面においてはL側とR側のウェブで発生応力に大きな差が生じていることが分かった。上下フランジでの応力は同等であることから、Rウェブの外側への膨らみが大きいことが分かる。つまり、支間中央でねじれによる影響が大きく生じており、R側のウェブでは曲線桁の外側で、桁高も高く、路面の防護柵の剛性の等による違いが影響したと考えられる。
- ・詳細なモデルと、ERAを適用し同定した高次振動モードにより、実橋梁における全体系の振動特性を同定することができ、初期における振動特性を把握することができた。
- ・支承の水平方向の剛性は未知であるが、車両振動下による変位計測により、初期剛性を把握することができた。

以上より、実測により供用開始前の構造初期値を把握することができた。また、これら実測値と3次元FEMによる解析モデルと比較することで、初期値を再現できる解析モデルの構築を行った。

解析モデルでは、実橋梁にほぼ近い挙動を再現できていると言える。静的・動的载荷に対する着目位置での挙動がおおよそ一致し、固有振動数においては、実測値の2%以内の精度でモデル化できている。ただし、下フランジ近傍のような2次部材の影響が複雑な箇所では、一致するような値が得られてはならず、さらに詳細なモデル化を行う必要があると感じる。

本研究では、路面の凹凸を変化させた動的応答解析を行い、初期応答に対する変化を検討した。構造初期値との比較を行い、高い精度で構築できた開断面箱桁橋のモデルを用いることで、床版や部材の損傷による着目断面におけるひずみの変化や、伸縮装置の段差増加による支承応答の変化といった、供用後に想定される劣化や損傷による変形特性や振動特性の変化をモニタリングすることが可能であると考ええる。

## 謝辞

本研究を行うに当たり、国土交通省北海道開発局網走開発建設部の皆様方には多大な御協力をいただき、菖蒲 奨氏（現遠軽町）には振動解析において御協力をいただきました。ここに感謝の念を表します。

## 参考文献

- 1) シェリフベスキロウン, 大島俊之, 三上修一, 坪田 豊: パワースペクトル密度の変化に基づく構造損傷同定アルゴリズム, 応用力学論文集 Vol.8, pp.73-84, 2005.
- 2) 山本鎮男: ヘルスモニタリング機会・プラント・建築・土木構造物・医療の健全性監視, 共立出版株式会社, 1999.
- 3) Los Alamos National Laboratory Report : A Review of Structural Health Monitoring Literature:1996-2001 , LA-13976-MS, 2003.
- 4) 社団法人土木学会: 橋梁振動モニタリングのガイドライン, 2000.
- 5) 中島章典, 阿部英彦, 倉西茂: 合成桁のずれ止め剛度の変化およびその固有振動数に及ぼす影響, 構造工学論文集 Vol.37A, pp.957-964, 1991.
- 6) 中島章典, 内川直洋, 斉木功: 単純な橋梁モデルの固有振動および減衰特性に関する基礎的検討, 構造工学論文集 Vol.48A, pp.319-328, 2002.
- 7) 小林義和: 道路橋交通振動のシミュレーション解析および不規則振動解析による評価, 大阪大学博士論文, 2000.
- 8) 深田幸史: 橋梁の動的な性能比較のための立体解析モデルの確立に関する研究, 金沢大学博士論文, 1998.
- 9) 古田土功, 樋口一夫, 佐々木秀幸, 藤田弘昭, 工藤 靖: 除木橋の基本計画から製作・架設まで, トピー鉄構技報 No.21, 2005.
- 10) 内田裕也, 島元保道, 坪田慎一, 田中裕紀: 開断面箱桁橋梁（山口池橋）の送り出し架設工事報告, クリモト技報 No.57, 2007.
- 11) 玉田和也: 鋼逆π形箱桁橋（開断面箱桁橋）架設系の耐荷性能に関する研究, 駒井技報 Vol.25, 2006.
- 12) 玉田和也: 鋼逆π形箱桁橋における鋼・コンクリート合成床版底鋼板による補剛効果, 駒井技報 Vol.24, 2005.
- 13) 玉田和也, 小野潔, 川村暁人, 西村宣男: 鋼逆π形箱桁橋架設系の曲げ耐荷性能に冠する実験的研究, 土木学会論文集, No.787/I-71, pp.147-160, 2005.
- 14) 佐合大, 和田均, 津田亮: 信楽第二橋下り線他3橋（西日本高速道路（株））の設計, 高田機工技報 No.21, 2006.
- 15) 水野浩, 木本輝幸, 香川公昭, 池田弘文, 斉木浩二:

鋼・コンクリート合成床版（SCデッキ）の曲線開断面箱桁への適用，第四講演論文集回床版シンポジウム，pp263-268，2004.

- 16) 大塚久哲：実践耐震工学，共立出版株式会社，2004.
- 17) 橋梁振動研究会編：橋梁振動の計測と解析，技報堂出版，1993.
- 18) 宮武修，脇本和昌：乱数とモンテカルロ法，森北出版，1978.
- 19) 株式会社加藤製作所：仕様書カトウラフター，SS-500sp-V，仕様書No. 381330
- 20) 社団法人土木学会：動的解析と耐震設計第2巻動的解

析の方法，技報堂出版，1989.

- 21) 中井博，小林治俊：土木構造物の振動解析（第2版），森北出版，1999.
- 22) 長山智則，阿部雅人，藤野陽三，池田憲二：常時微動計測に基づく非比例減衰系の非反復構造逆解析と長大吊橋の動特性の理解，土木学会論文集No.745/I-65，pp.155-169，2003.
- 23) 藤田真仁：合理化鋼床板桁橋における縦横リブ交差部の局部応力に関する研究，北見工業大学修士論文，2000.3.

（2007年9月18日受付）