

## 荒津大橋の自動車走行実験

鹿児島高専 正<sup>①</sup> 内容 保  
 鹿児島高専 榎並 利征  
 九大工学部 正 彦坂 照

### 1. まえがき

荒津大橋は福岡市北部の荒津・須崎間を結ぶ、橋長345m、主径間長185mの3径間連続鋼箱桁斜張橋である。ケーブル形状は13段マルチファン形一面ケーブルで、塔は主桁に剛結された独立一本柱である。本橋のようなマルチケーブルタイプの斜張橋における衝撃係数の値を現行の道路橋設計示方書の規定通りに求めればかなり過大な値を与えることになり、実際のでないことが指摘されている。そこで、筆者らはマルチケーブルタイプである荒津大橋の大型自動車（総重量約20ton）走行に伴う主桁のひずみ応答を測定する機会を得たので、本文はその結果を示すとともに衝撃係数に関する若干の考察を行ったものである。また、実験に先立って橋面不整の測定を行なったのでその結果も併せて示す。

### 2. 橋面不整

橋面不整は橋梁の走行荷重応答解析において重要な要素の1つであり、そのデータの蓄積が重要視されてきている。

本実験においても、自動車走行に先立って橋面不整の測定

を行なった。測定は自動車を走行させる車線の中央分離帯側から1.7m外側を測量用レベルにより50cm間隔で行なった。図-1(a)に測定された橋面不整（測定値から縦断勾配を差し引いた値）を示し、図-1(b)にMEMの推定式を用いて求めたパワースペクトル密度を示す。橋面不整のパワースペクトル密度は一般に  $S_{\Delta}(\Omega) = a \Omega^{-n}$ （ $\Omega$ は路面周波数(cycle/m),  $a$ は橋面の良否を示す定数( $\text{cm}^2/\text{m}$ ),  $n$ は周波数によるパワーの分布を示す指数）で表わされるが、図-1(b)のパワースペクトル密度の値を用いて  $a$  と  $n$  を最小自乗法により求めれば  $a = 0.007 \text{ cm}^2/\text{m}$ ,  $n = 2.25$  を得た。これらの値は文献1)によれば極めて良好な路面状態を示している。

### 3. 自動車走行実験結果

走行実験に使用した自動車は前輪が1軸、後輪が2軸の大型貨物車（ニッサンディーゼルV8）2台で、車軸間隔等を図-2に示す。総重量はあらかじめ検量場にて測定し、固有振動数と減衰定数は20cm程度の踏台からの後輪落下による加速度応答波形から求めた。表-1にその結果を示すが、これらの値は大型車両における従来の測定結果<sup>2)</sup>と大きな差異はないようである。

ひずみの測定は主桁下フランジとし、ひずみゲージの貼付位置は図-3に示すような2箇所を考えた。なお、自動車は図中の矢印の向きに走行させた。自動車の走行速度は30, 40, 50km/hの3種類を対象としたが、アプローチ部が登坂区間となっていたため所定の走行速度や車頭間隔を得ることが困難であった。特に、B車は馬力が弱く50km/hの速度を出すことができず、2台走行の場合は30, 40km/hの2種類とした。

図-4(a),(b)は測定されたひずみ応答より求めた主桁応力の代表的な振動波形を示したものである。なお、実験区分A401, AB404は走行速度が40km/hの場合に対応する1台走行および2台走行の場合をそれぞれ示す。実験区分A401では動的振動成分が実験区分AB404に比してかなり大きくなっているが、これは本橋の架設場所が強風地域であるため実験当日も強い風が吹いており、風による振動の影響が特に大きく影響したものであると思われる。

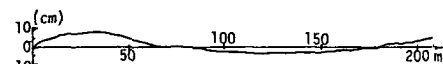


図-1(a) 橋面不整の実測結果

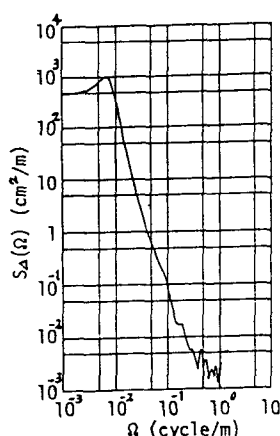


図-1(b) 橋面不整のパワースペクトル密度

表-1 自動車諸元の実測値

|            | A 車   | B 車   |
|------------|-------|-------|
| 重 量 (ton)  | 19.24 | 18.76 |
| 固有振動数 (Hz) | 3.25  | 3.625 |
| 減 衰 定 数    | 0.05  | 0.032 |

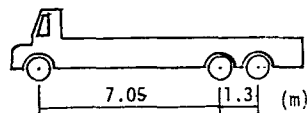


図-2 走行車両の概略図

また、動的応答の最大値は自動車が測点近傍に来たとき生じ、2台走行の場合はピークが2回現れる。なお、図中の数字は計算による静的最大値を示すが、風の影響が大きいと考えられる場合の動的応答の最大値はこの値を越えるような結果が得られている。

表-2は、各実験区分における実際の走行速度、動的応答の最大値近傍の振動波形を用いて計算した平均値（静的最大値に相当する）と標準偏差および標準偏差を平均値で除した動的増幅率(DIF)の値をそれぞれ示したものである。なお、動的増幅率は衝撃係数に相当し、表中には本橋の設計に用いられた衝撃係数の値

（設計衝撃係数値）も示してある。動的増幅率の値に注目すると、実験区分A301、A401では風の影響が特に強かったため設計衝撃係数値よりもかなり大きな値となっているが、風の影響が比較的小さかったその他の実験区分ではいずれも設計衝撃係数値よりも小さくなっている。走行速度の動的増幅率に及ぼす影響についてみると、1台走行の場合は

速度の増大とともに減少し、2台走行の場合は逆の傾向を示している。一般に1台走行の場合には速度の増大とともに動的増幅率も大きくなる傾向を示すが<sup>2), 3)</sup>、本実験で逆の傾向を示したのはひずみ自体が小さな上に風の影響が大きかったためと考えられる。また、車両台数が複数の場合は単一車両の場合よりも一般に小さな動的増幅率を与えることが知られているが、本実験結果もこのことを裏づけている。

#### 4. あとがき

本実験結果から計算された衝撃係数に相当する動的増幅率の値は、風の影響が特に強かった場合を除けば一般に設計に用いられた衝撃係数の値よりもかなり小さくなっている。このことは現行の道路橋設計示方書に規定されている斜張橋の衝撃係数は過大評価気味であることを示唆していると言える。

最後に、本実験の計画、実施に当たって御助力いただいた九州大学工学部土木工学科の鳥野助教授、大塚助教授をはじめとする各研究室の方々、福岡北九州道路公社の田中氏、さらには大野氏をはじめとする三菱重工（株）の方々に深く感謝申し上げます。

#### [参考文献]

- 1) 本田他：土木学会論文報告集，第315号，pp.149～155，1981． 2) 川谷他：土木学会論文報告集，第275号，pp.292～307，1978． 3) 入部：東京鉄骨橋梁製作所技術報，No.25，pp.11～27，1988．

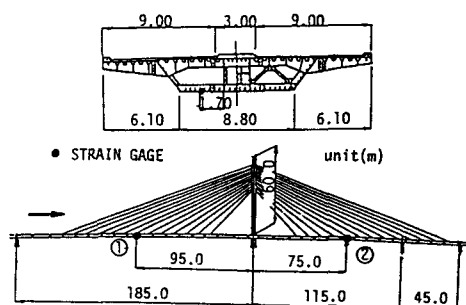


図-3 ひずみゲージの配置図

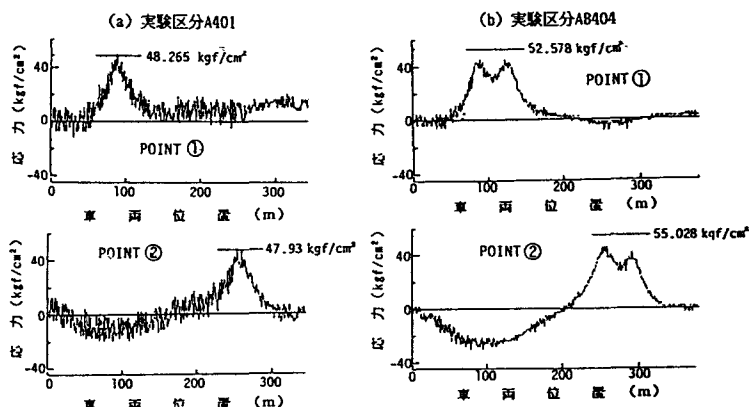


図-4 主桁応力の振動波形

表-2 実験結果に基づく主桁応力および動的増幅率

| 実験区分        | 1台走行           |       |       | 2台走行  |       |
|-------------|----------------|-------|-------|-------|-------|
|             | A301           | A401  | A503  | A8301 | A8404 |
| 走行速度 (Km/h) | 28.5           | 38.1  | 46.6  | 30.7  | 38.5  |
| 測点①         | 静的最大値 (Kg/cm²) | 47.18 | 47.88 | 40.90 | 37.70 |
|             | 標準偏差 (Kg/cm²)  | 6.52  | 6.02  | 2.68  | 1.80  |
|             | 動的増幅率 (DIF)    | 0.138 | 0.126 | 0.066 | 0.048 |
|             | 設計衝撃係数         | 0.085 |       |       |       |
|             | 静的最大値 (Kg/cm²) | 43.17 | 43.35 | 40.51 | 40.41 |
| 測点②         | 標準偏差 (Kg/cm²)  | 6.54  | 5.00  | 3.31  | 2.21  |
|             | 動的増幅率 (DIF)    | 0.152 | 0.115 | 0.082 | 0.055 |
|             | 設計衝撃係数         | 0.121 |       |       |       |
|             | 静的最大値 (Kg/cm²) | 43.17 | 43.35 | 40.51 | 40.41 |