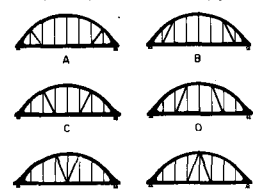


金沢大学工学部 正員 小堀 為雄
金沢工業大学 正員 ○三上 秀行
フジタ工業(株) 正員 服部 孝雄

1. 概要

ロービ桁道路橋の振動軽減の方法について、簡単な実験から検討する例を報告する。本研究ではまず対象とするロービ桁橋の模型橋を製作し、実験計画法に基づいて実験の計画を行ない、模型橋の衝撃試験から与えられる観測値(特性値)を統計的推測によって、特性値を最小にする実験因子(斜吊材)の最適な処理組合せを求める。さらに模型実験で求めた最適処理組合せの斜吊材を、対象とした橋に配置するこを想定した場合、斜吊材の配置から橋の固有振動周期を変えることにより、走行車両の固有卓越振動周期との接近による共振を防ぎ、このことからロービ桁橋の振動軽減を推定するという順序で行なった。ここで対象とした橋は研究用として考えたものである。またよく揺れる橋を想定したことから、本研究では一般歩行者が橋を通行する時にうける振動の不快感についても特性値として考えることにした。



2. 実験および解析

目的特性として橋桁の加速度と歩行者が歩行位で振動をうける時の振動の刺激(速度)との両特性値(1/2, 1/4点での観測値の2乗和の平方根)を採用することにした。仮説として、この目的特性に影響を及ぼすであろう橋梁構造の原因系(実験の因子)を図-1のよう6種類の非抗压材の斜吊材に発想した。処理とよびかける目的特性の母平均(μ_g)を因子のとり値の関数で表わした目的関数を次のように定義する。式(1)でX_{Ai}は第i水準での因子Aのとり値を示す。

μ_g = f { X_{Ai}, X_{Bj}, X_{Ck}, X_{Dl}, X_{Em}, X_{Fn} } — (1)

式(1)の右辺を線型化した観測値の構造模型を次のように定義する。

y = X₁μ₁ + X₂μ₂ + ... + X_{AB}μ_{AB} + ... + X_{ABCDEF}μ_{ABCDEF} + ε = Xμ + ε — (2)

ここでyは観測値ベクトル、Xは計画行列、μは未知母数ベクトル、εは誤差ベクトルである。μは確定変数であり、式(2)を固定効果の模型として解析した。各因子は斜吊材を配置するXとしないXの2水準とした。計画行列Xに対して直交配列表OA(32, 31, 2, 2)に各因子を割りつける。(定義対比A, B, C, D, E, F)は実施の直交配列計画とし、各因子の処理組合せに対してランダムに実験を行なった。図-2に斜吊材がワーレン状に配置された場合の実験装置を示す。吊材に一定張力(33.4kg)を与え、50kgのジャッキダウン後、ピアノ線切断によって桁に衝撃を与えた。図-3に解析のフローチャートを示す。観測値から各因子の要因効果を知るために、実験計画法(X₂X₃)を生成元とする集合の全体、つまり多元環を用いて分散分析を行なった。直交配列の計画から多元環の両側イデアル分解は完全可約であり、既約な不変部分空間に一意的に直和分解され、また各部分空間への主ベキ等元の分解も一意的である。従って各要因効果の成文を与える平方和の独

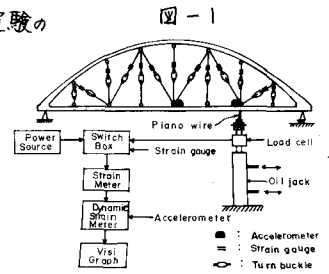


図-2

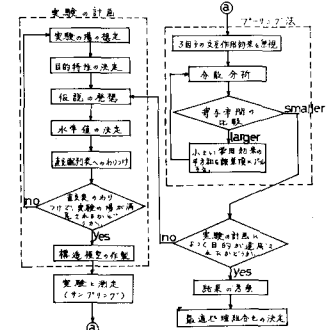


図-3

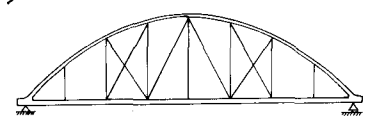


図-4

立な2次型式統計量の分解も一意的である。このことは直交計画の利便で解析が非常に簡単になる。フーリング法によって帰無仮説($\mu=0$)に対する分散分析から有意となった要因効果を用い、逆fatesの手法から処理母平均を推定し、特性値が最小になる最適な処理組合せを求めると斜吊材C,D,Fの組合せになり両特性値とも同じ結果になった。これを図-4に示す。図-4は目的特性Kに対してA,B,Eの配置効果があまり期待できないことを意味している。

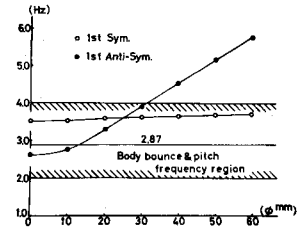


図-5

3. 振動軽減に対する検討

対象とした橋にC,D,Fの斜吊材を配置した場合を考慮する時、斜吊材の径と橋の固有振動数との関係を図-5に示す。この固有振動数は実際の走行車両によって生じる振動数と多少異なるが、ここでは等しいものとする。斜線部は自動車のばね上のバウシンプエビッチングの振動数の範囲であり、通常の舗装路における大型走行自動車の周波数特性は ~ 4 Hzの範囲にほとんど含まれると思われる。また2.87 Hzの直線は自動車の振動モデルのばね上質量が路面凹凸によって卓越する振動数を示している。図-6に自動車の振動モデルを示す。

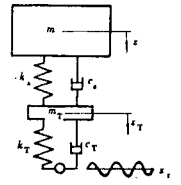


図-6

数としては図-7に示すような直線近似された路面凹凸のパワースペクトル密度を採用し、速度をパラメータとした場合の応答加速度のパワースペクトル密度を図-8に示す。ばね上 $18 \text{ rad/sec} \approx 2.87 \text{ Hz}$ である。図-5で $\phi=0$ (全然斜吊材が配置されていない場合)および $\phi=10 \text{ mm}$ で2.87 Hzの直線と接近しており、橋と自動車と共振する可能性がある。 ϕ が増加するにつれ、逆対称1次の振動数は急激に増大し、2.87 Hzの直線から大きくはずれ、また斜線部からもはずれる。これは $\phi=32 \text{ mm}$ 以上の斜吊材を用いることによって逆対称1次の振動の消去が可能であることを示している。図-9に $\phi=38 \text{ mm}$ の斜吊材を用いた場合、斜吊材の全組合せと固有振動数との関係を示す。模型実験で求めた最適処理組合せはNO45であり、格間を全て斜吊材を配置(NO64)しなくとも十分振動軽減が可能であることを示す。簡単な模型実験からの統計的推測による推定は妥当であるといえよう。斜吊材の配置によって、上下弦材に対しては応力およびたわみ制御として期待できることを、また斜吊材に圧縮力が作用するので、 $\langle \sigma \rangle$ をなくするためプレストレス量を増やして上下弦材に圧力的にほとんど負担がかからない結果をえている。以上のことから、本研究で行った方法は静的および動的補強方法を簡単に求めるための一方法であると思われる。

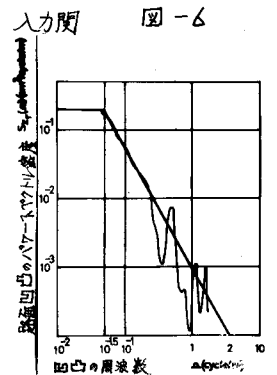


図-7

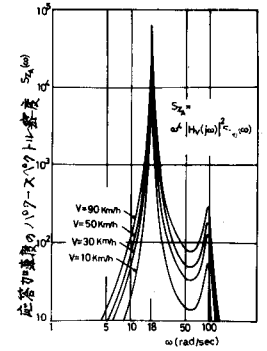


図-8

参考文献

- 1) 小堀, 堀川; 橋梁振動の人間工学的評価法: 土木学会論文集 第230号 (1974-10)
- 2) 小堀, 三上; 構造総合の推測統計的解析: 中部支那発表集 I-8 (1975-1)
- 3) 石井; 実験計画法/配置の理論: 塔風館 (1972-9) 4) 朝尾, 他; 最新実験計画法: 日科技連 (1973-1)

5) J. Page; Dynamic Forces Generated by Vehicles on Bridges: T.R.R. L Report (1975)

6) 山田, 小堀; 活荷重に対する道路橋の動的応答一衝撃係数一に関する考察: 土木学会論文集 第148号 (1967-12)

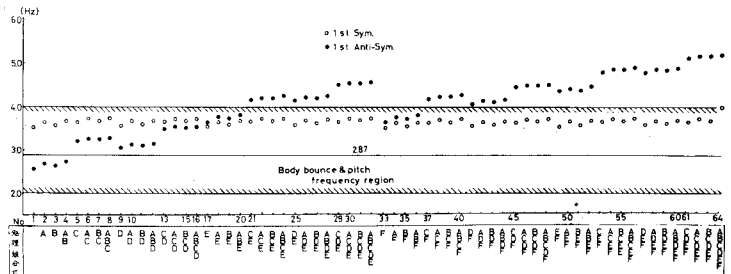


図-9