

市街橋に作用する実働活荷重の一調査結果

A RESULT OF SURVEY OF WORKING LIVE LOAD ON BRIDGE IN CITY HIGHWAY

* ** *** ****
 中井 博、 亀井 正博、 野坂 俊雄、 久保 元生

By Hiroshi NAKAI, Masahiro KAMEI, Toshio NOSAKA and Motoo KUBO

This paper reports a result of survey on the working live loads act upon a highway bridge, Hankai bridge, connecting the heavy industrial districts between Osaka and Sakai Cities. The influence line of stress due to a single test vehicle and the histograms of stress under the actual traffic flows of this bridge are investigated through specially devised strain gages. Based upon the influence line of stress due to single vehicle regarding as the compensating value, the working live loads are deducted and their statistical properties are examined by means of probability approach. Moreover, the validities of these live loads are checked by the simulations on a micro computer. Finally, the intensities of working live load are compared with that of the Japanese Specifications for Highway Bridges.

1. まえがき

諸外国の鋼橋に関する設計基準は、現在、限界状態設計法あるいは荷重係数設計法をベースとして整備されたものが多いが、わが国でもこの種の合理的な設計法を取り入れるべく、土木学会や日本道路協会において検討が加えられている。¹⁾

ところが、その基本となる荷重、とりわけ活荷重については、その実態があまり系統的に調査されておらず、いままでに文献 2) ~6) に示すように、散発的に研究されてきたに過ぎない。最近、阪神高速道路公団においては、高速道路における組織だてた実態調査が行われ⁷⁾、これをもとにして文献 8) に見られるようなシミュレーションも試みられ、活荷重に関する研究も活発化してきた。

大阪市においても、市街橋に作用する実働活荷重を調査すべく、昭和59年6月に阪堺大橋で一連の現地実験が行われた。この阪堺大橋は、関西の重工業地帯である堺臨海地区と大阪南港とを結ぶ路線内に位置し、わが国でも有数の重量車が頻繁に通行する橋梁である。したがって、高速道路とはまた異なった交通特性を持っており、都市内の重交通の実態を反映した典型的な橋梁である。

-
- | | | | | |
|------|----|-----------|------------|--------------------------|
| * | 工博 | 大阪市立大学教授 | 工学部 土木工学科 | (〒558 大阪市住吉区杉本3-3-138) |
| ** | 工修 | 大阪市土木局 | 土木部橋梁課主査 | (〒530 大阪市北区梅田1-2-2-500) |
| *** | | (株) 栗本鉄工所 | 鉄構技術部橋梁設計課 | (〒559 大阪市住之江区柴谷2-8-45) |
| **** | 工修 | (株) 春本鉄工所 | 設計部設計課 | (〒551 大阪市大正区南恩加島6-20-34) |

本研究は、実働荷重のもとにおける応力頻度分布から、重量既知な試験車による応力を較正值とし、どのような活荷重（し荷重）が、市街橋に載荷されているかを推定しようとしたものである。そのために、実橋の応力頻度測定結果に種々な確率統計的な処理を試み、実交通荷重のもとにおける活荷重の分布特性を調べ、さらに実働活荷重を実際に電算機を用いシミュレーションを試みた。そして、これらの結果から、市街橋に作用する実働活荷重を評価するための一つの資料を得ようとするものである。

2. 交通流のもとにおける実働応力の測定

実働応力の測定は、昭和59年 6月20日～21日（24時間）以下の要領により行った。

2・1 実験橋梁

橋 名 : 阪堺大橋（大阪行車線）
 橋梁 型式 : 3径間連続箱桁橋
 (スパン割62.980m+97.000m+62.980m)
 橋 長 : 223.960m
 幅 員 : 昭和59年6月現在 6.5m×2
 (それぞれ2車線)

図-1 には阪堺大橋の架設位置を、また図-2 には一般図を示す。

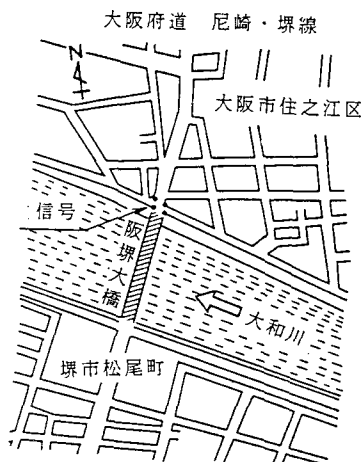


図-1 阪堺大橋周辺の平面図

2・2 実験方法

(1) 測定点

測定箇所は、阪堺大橋の大阪行車線（図-2のG2桁）のうち側径間の0.38 l₁ 近傍（以下、側径間中央とよぶ）、中間支点近傍（以下、中間支点上とよぶ）、中央径間中央の3断面を対象とし、これを図-2 中に測定点 a, b, cとして示した。

また、ひずみゲージの取付位置は、図-2に示すように、箱桁下フランジの上面でウェブから 10cm 内側の左右2点とした。したがって、左右2点の平均ひずみを求めれば、偏心載荷によって生ずるねじり応力が消去でき、純粋な曲げによるひずみを求めることができる。

(2) 測定方法

一般に、走行自動車による橋梁に生ずるひずみは小さく、また長時間にわたるゼロ点の移動が激しい。そこで、今回の測定では、図-3に示すように自己温度補償型の電気抵抗線ひずみゲージを4枚用い、4ゲージ法として結線してストレインメーターに入力するようにした。

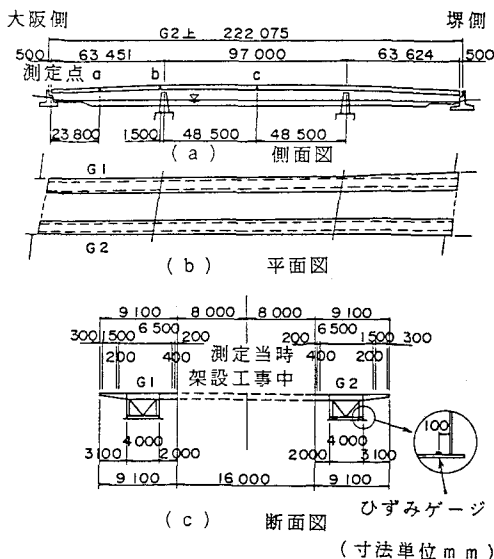
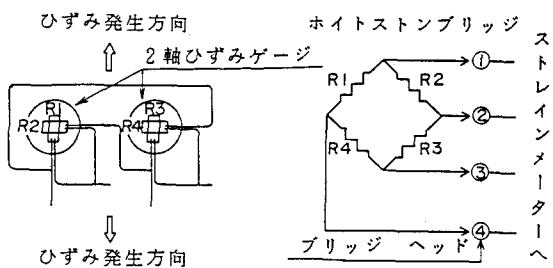


図-2 実験橋の一般図

図-4は片持梁と静的ストレインメーターとを用いた検定結果を示すが、従来の2ゲージ法の2.6倍（ $2(1-\mu)$ ： μ は鋼のポアソン比）の感度が得られ、ゼロ点の移動がほとんどないことがわかった。

試験自動車や実際の交通流のもとにおけるひずみは、動的ひずみ計で増幅し、データ・レコーダーに記録し、ペン書きオシロで描き出した。そして、試験自動車や実際の交通荷重による桁のひずみ ϵ を読み取り、応力を求めた。



(a) ゲージの接続法 (b) ブリッジヘッドへの結線法

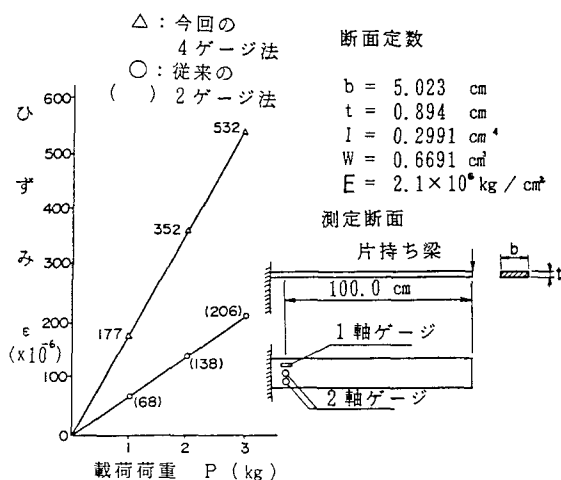
図-3 4ゲージ法によるひずみゲージの接続法

2.3 試験自動車によるひずみの測定

上で述べたストレインゲージが実橋に対して有効であること、また実橋の自動車1台による応答を知り、さらにこれをもとにして後で述べる実働活荷重を推定するための較正值を得るために、夜間に一般交通を遮断し、試験自動車の走行実験を行なった。

その結果、得られた応力の影響線の一例を図-5に示す。試験自動車は全重量約23.1tのものを速度35km/hで走行させたが、図示の応力の影響線に見られるように、あたかも $P=23.1$ tの集中荷重が移動しているのと類似の挙動を呈している。

また、試験自動車を移動載荷したときの各測定点の応力の影響線の計算値も求めたが、実測値と計算値との比は、全体平均で約80%で、良好な結果が得られていると判断される。



(a) 荷重-ひずみの関係 (b) 試験梁

図-4 ひずみゲージの検定結果

2.4 交通流による実働応力の測定結果

測定したひずみ波形の一例を図-6に示す。

本橋の大阪側橋端では平面道路が交叉しており、そこに信号が設置されている（図-1参照）。この信号の1周期は2分30秒で、その内訳は青信号が2分間（黄信号を含む）、赤信号が30秒間である。赤信号になっても、しばらくは中央径間の交通流はスムーズに流れるため、中央径間では図-5に示したような単一の重量大な自動車によるピークAあるいはBが測定されている。しかしながら、そのうち側径間上には信号待ちによって車が渋滞することが観察された。そのため、渋滞時の側径間中央のひずみ波形は、図-6中のCおよびDのような独特な波形を示す。Cの波形でひずみが大きくなり始める瞬間から次のDの波形でひずみが同じく大きくなり始める瞬間までの時間は、ほぼ2分30秒であり、

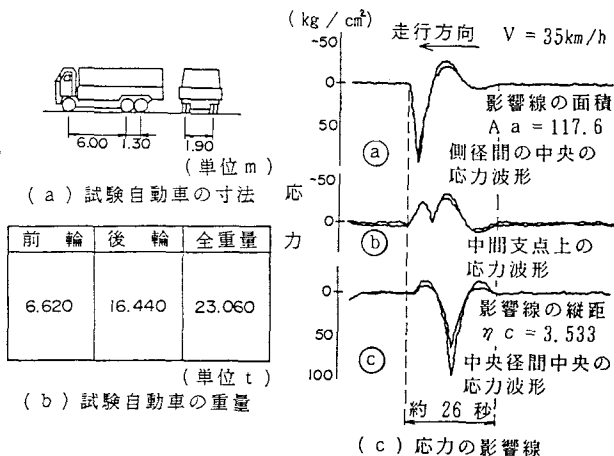


図-5 試験自動車による応力の影響線

またCおよびDの両方において、ひずみが停滞する時間は、ほぼ30秒である。このことからこれらは、上述の信号の影響を受けていることがわかる。

本研究は、実働活荷重強度を道路橋示方書で規定されているL荷重に換算して推定するのが目的であるので、中央径間のピーク応力から集中荷重(P)を、また渋滞時に発生する応力から分布荷重(q)を求めることにした。そこで、図-6中の点線で示された中央径間中央のひずみ波形において、渋滞寸前に見られる鋭い波形から集中荷重(線荷重)による応力(図中のAおよびB)を、また実線で示された波形より側径間中央の渋滞時の分布荷重による応力(図中のCおよびD)を求めた。以後、集中荷重による中央径間中央の実測応力を σ_p 、渋滞時における側径間中央の実測応力を σ_q と表わすことにする。

つぎに、図-7には、24時間にわたって測定された σ_p 、 σ_q の頻度分布を示す。ただし、横軸の応力は、常用対数目盛に変換しプロットしており、後述の図-8の結果から低応力の部分には若干の省略がほどこしてある。

2・5 測定結果の考察

(1) 渋滞時のひずみ波形の特徴

図-6でもわかるように、側径間に自動車渋滞する前に中央径間中央のひずみ波形がとりわけ大きくなっている。この理由としては、次のようなことが考えられる。すなわち、大阪へ向かう車が堺側の側径間を抜けて中央径間にさしかかったとき、前方の信号が黄色になれば、当然スピードを落して徐行する。このとき、

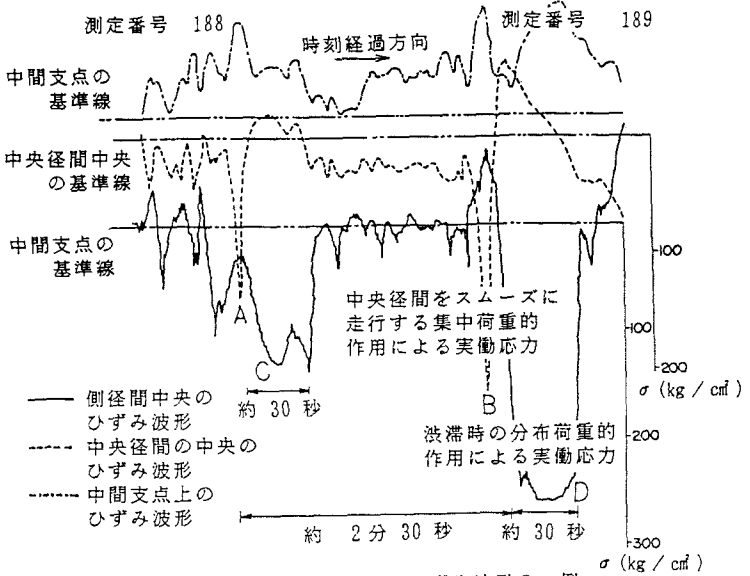


図-6 交通流のもとにおけるひずみ波形の一例

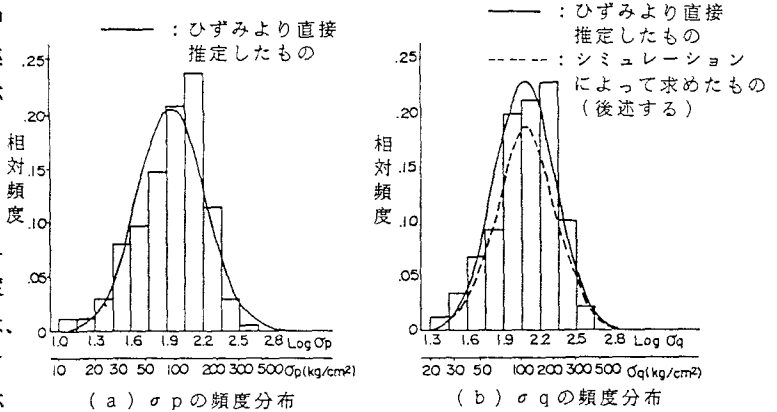


図-7 対数正規分布曲線のあてはめ

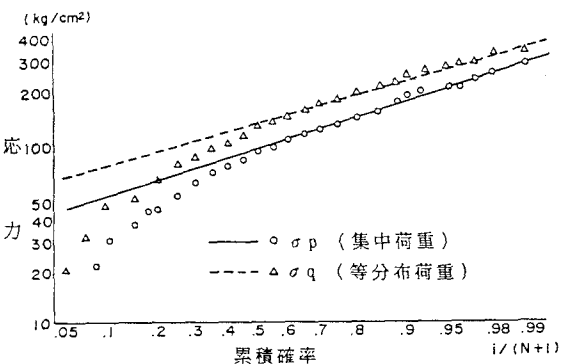


図-8 対数正規確率紙上へのプロット

後続の車との車間距離は縮まり、ほとんど間隔をあげずに連行する。そして、本橋は二車線であるので、2台、3台あるいは4台がひとかたまりとなって連行することが考えられ、また実際に観測もされている。これらの群が、あたかも1台の自動車が行走しているかのようなひずみ波形を呈するものと考えられる。したがって、集中荷重による応力には、2台以上の大型車に相当する応力も含まれている。

(2) 実測応力に関する考察

ここでは、実測応力を確率変数として扱い、対数正規分布をすると仮定して種々な考察を試みる。

対数正規分布は σ を確率変数として、次式で表わされる。

$$f(\sigma) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\xi} \exp\left\{-\frac{1}{2}\left(\frac{\log \sigma - \lambda}{\xi}\right)^2\right\} \quad \dots (1)$$

$$\text{ここに、} \lambda = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \log \sigma_i \quad : \text{平均値} \quad \dots (2)$$

$$\xi^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (\log \sigma_i - \lambda)^2 \quad : \text{分散} \quad \dots (3)$$

まず、図-7の結果を図-8に示す対数正規確率紙へ実測応力 σ_p と σ_q との原データ値を用いてプロットしてみた。この結果を見ると、 σ_p および σ_q ともに応力が大きいところでは、直線に沿っており対数正規分布がよくあてはまることがわかる。

つぎに、高応力の範囲で直線を引き、これから得られたパラメーターの値は、それぞれ

$$\text{Log } \sigma_p \text{ の平均値} \quad \lambda = 1.937$$

$$\text{標準偏差} \quad \xi = 0.281$$

$$\text{Log } \sigma_q \text{ の平均値} \quad \lambda = 2.083$$

$$\text{標準偏差} \quad \xi = 0.251$$

となった。

いま、とりあえず生起確率 97.7 % の応力を最大値と見なして、次式で $\sigma_{\max}$ を求める。

$$\text{Log } \sigma_{\max} = \lambda + 2\xi \quad \dots (4)$$

$\sigma_{p \max}$ 、 $\sigma_{q \max}$ は、それぞれ次のように求まる。

$$\sigma_{p \max} = 315.5 \text{ kg/cm}^2 \quad (336.9 \text{ kg/cm}^2) \quad \dots (5)$$

$$\sigma_{q \max} = 383.8 \text{ kg/cm}^2 \quad (341.8 \text{ kg/cm}^2)$$

これに対して実測された最大値を()内に示すが、よく対応しているようである。

3. 活荷重強度とその分布の推定

3・1 活荷重強度の推定法

実測応力より、前述の試験自動車の走行によって得られた応力の較正值を用い、橋上の実働活荷重強度(L活荷重強度)を推定する。すなわち、中央径間中央に発生する応力 σ_{pi} から集中活荷重強度 P_i を、側径間中央に発生する応力 σ_{qi} から等分布活荷重強度 q_i を推定する。

(1) 集中活荷重強度 P_i の推定法

中央径間の中央に単位荷重 1t が載荷されたときの中央径間中央の影響線縦距 η_c を用いて、次式により σ_{pi} を荷重に変換し、これを実験橋の幅員Bで割ったものを集中荷重 P_i とする。

$$P_i = \sigma_{pi} / (\eta_c \cdot B), \quad (\text{単位: t/m}) \quad \dots (6)$$

ここに、 σ_{pi} : 中央径間中央の実測応力

$$\eta_c = 3.553 : \text{中央径間中央の応力の影響線縦距} \quad \dots (7)$$

(図-5 参照)

$$B = 6.5 \text{ (m)} : \text{実験橋の幅員} \quad (\text{図-2 参照}) \quad \dots (8)$$

(2) 等分布活荷重強度 q_i の推定法

側径間で渋滞した荷重から集中活荷重 P_i を除いた交通荷重は、この荷重 P_i より小さい種々な車種によつ

て構成されていると考えられる。これらの荷重を橋面上に等分布に載荷する活荷重とみなし、そのときの等分布活荷重強度 q_i を推定する。

この場合、まず q_i のスパン方向にわたる載荷範囲が問題となる。そこで、昭和59年12月19日午前8:00から午後4:30までの渋滞状況を別途写真撮影し、 q_i の載荷範囲を検討してみた。この観測結果を表-1に示す。

これより、大阪側の側径間上に交通荷重が満載される場合の頻度が一番多いことがわかった。また、中央径間にわたって載荷される場合でも、側径間上に満載されたとき、図-5に示したひずみ波形のピーク値（CおよびD）が生じるので、等分布活荷重 q_i の載荷範囲は、大阪側の側径間上とみなすことにする。

つぎに、集中活荷重 P_i が渋滞時に側径間上のどの位置に載荷するかも重要な問題となる。実際に、集中活荷重 P_i となりうる車が、渋滞時に側径間上のどこに位置するかを上述の写真記録から調べてみたが、全く規則性もなく、任意の位置に載荷するものと判断された。

したがって、集中活荷重 P_i の載荷位置は、任意点とすることとしたが、その際の影響値としては、側径間中央の実測影響線縦距の平均値 $\bar{r}_a$ 、すなわち、実測影響面積 $A_a = 117.6$ （図-5 参照）を、側径間支間長 $l_1 = 63.45$ (m) で割った値を採用することとした。すなわち、

$$\bar{r}_a = 1.854$$

ところで、このようにして P_i の強度および載荷位置と q_i の載荷範囲が決まったならば、等分布活荷重強度 q_i は図-9に示すように実働応力 σ_{q_i} から P_i の影響を差し引いて求められるが、その際、 P_i のとらえ方としては、①時系列的なとらえ方と、②離散的にとらえて平均値 $\bar{P}$ を用いる2つの方法がある。

そして、①および②で求められた q_i の大きい方の値を、最終的な推定値とみなすことにした。図-9に示したように、時系列的なとらえ方をした場合、必ずしも渋滞時に、その時系列に属する集中荷重 P_i が側径間上に載荷されているとは限らず、通過し終わっていることも考えられるので、そのような場合、 P_i としてはエルゴート性を仮定して、離散的に求めた全データの平均値 $\bar{P}$ を差し引いて処理することにした。さらに、上述のような2つの処理をしてそれぞれ推定した等分布活荷重強度 q_i と $\bar{q}_i$ には、多数の数値計算結果によると、負の値を示すものがあつた。したがって、 q_i と $\bar{q}_i$ とを総称して q_i^* と表わせば、

$$q_i^* \geq 0$$

という条件を満たさないこともあつた。このような場合に対して、 $P_i=0$ または $\bar{P}=0$ において q_i^* を求めることもできるが、過大な値を推定する危険性があつた。そこで、種々検討の結果ここでは q_i と $\bar{q}_i$ のうち、大きい方の値を等分布活荷重強度の推定値 q_i^* とすることにした。すなわち、

$$q_i^* = \text{Max} \{ q_i, \bar{q}_i \}, \quad (\text{単位: kg/m}^2) \quad \dots (11)$$

(3) 推定活荷重強度

以上のような考え方によって、試験自動車によるひずみを較正值として、集中活荷重強度 P と等分布活荷

表-1 渋滞範囲別の頻度

渋滞範囲	頻度
(1) 大阪側側径間の約半分	9 (8.0%)
(2) 大阪側側径間ほぼ満載	29 (27.6%)
(3) 中央径間の約1/4まで	19 (18.1%)
(4) 中央径間の約半分まで	24 (22.8%)
(5) 中央径間に亘って満載	17 (16.2%)
(6) ほぼ橋上満載	7 (0.7%)
合 計	105 (100.0%)

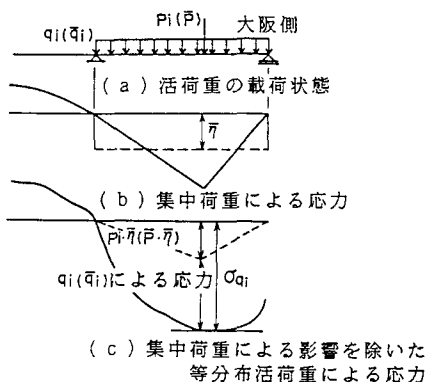


図-9 集中活荷重および等分布活荷重によって側径間中央に発生する応力

重強度 q を推定した結果を、図-10に示す。なお、方法①で推定した q_i と、方法②で推定した $\bar{q}_i$ の全体に占める割合は、それぞれ、44%、56%であった。

さらに、 P_i および q_i^* の推定値を、対数正規確率紙上へプロットして、累積頻度特性を調べた。これを図-11に示す。この結果、 P_i および q_i^* とともに、そのプロットされた点のうち、値の小さい部分を除けば比較的良好な直線性が認められ、 P_i および q_i^* の頻度分布は、対数正規分布に近い形状を示すと考えられる。

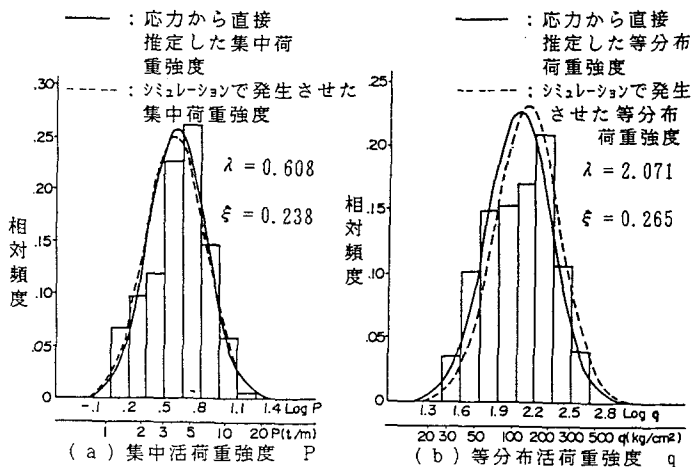


図-10 推定された活荷重強度

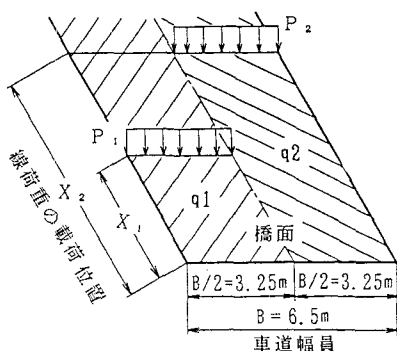


図-12 活荷重群の載荷方法

したがって、集中荷重 P および等分布荷重 q は、以下のように表わされる。

$$f(p) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\xi} \exp \left\{ -\frac{1}{2} \left(\frac{\log p - \lambda}{\xi} \right)^2 \right\} \quad \dots (12, a)$$

$$f(q) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\xi} \exp \left\{ -\frac{1}{2} \left(\frac{\log q - \lambda}{\xi} \right)^2 \right\} \quad \dots (12, b)$$

ここに、 P および q に対する平均値 λ とばらつき ξ とは図-10に示す値となった。

3.2 シミュレーション法による推定活荷重の検討

実働活荷重強度の推定値に対する頻度分布（対数正規分布）に従ってモデル化された集中活荷重 P および等分布活荷重 q を電算機でシミュレートし、これらを実験橋の大阪側の側径間に載荷して、このときに側径間中央に発生する応力と実測値 σ_q とを比較することにより、上述のように不確定な要素が多々含まれている推定活荷重強度 σ_q にさらに検討を加えた。

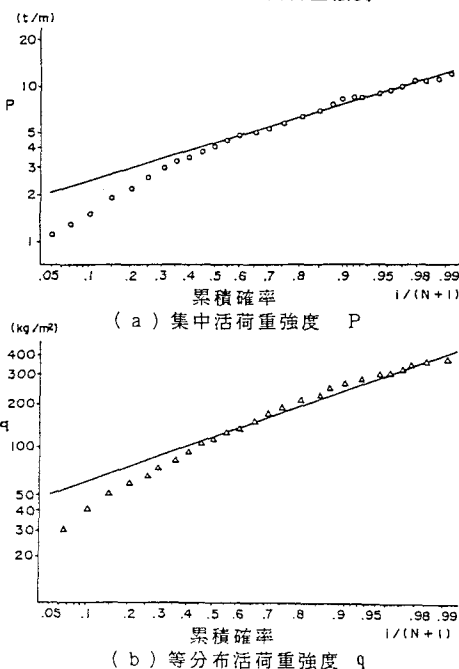


図-11 活荷重強度の対数正規確率紙上へのプロット

(1) 活荷重の載荷方法

実験橋は片側2車線であり、その両方に同じ集中活荷重、また同じ等分布活荷重が載荷されているとは限らない。そこで、活荷重強度と載荷位置とは固定せず、任意の位置に載荷した。これらの載荷方法を図-12に示す。

(2) 活荷重群の発生

上述の活荷重は、式(14)を用い、平均値 λ およびばらつき ξ （応力から直接推定したもので図-10参照）をもつ対数正規分布に基づいて乱数発生させ、 $(P_1, P_2)_i$ および $(q_1, q_2)_i$ を一組の活荷重として橋上に載荷させることとした。また、載荷位置 (x_1, x_2) も一様乱数により与えた。

(3) 実測応力のシミュレーションとその結果

以上のようにして、集中活荷重強度 $(P_1, P_2)_i$ とその載荷位置 (x_1, x_2) における応力の影響線縦距 $(\eta_1, \eta_2)_i$ および等分布活荷重強度 $(q_1, q_2)_i$ が決まれば、側径間中央に発生する応力 σ_{si} は、次式により与えられる。

$$\sigma_{si} = - \{ (P_1 \eta_1 + P_2 \eta_2) + (q_1 + q_2) \times A^* \times 10^{-3} \} \quad , \quad (\text{kg/cm}^2) \quad \dots (13)$$

ここに、

P_1, P_2 : 乱数発生された集中活荷重 (t/m)

q_1, q_2 : 乱数発生された等分布活荷重 (kg/m²)

η_1, η_2 : 集中活荷重載荷点の影響線の縦距

A^* : 影響線面積

B : 実験橋の幅員 (6.5 m)

実測活荷重強度を推定する際、 P を用いた離散的な処理により q_i を推定したが、この方法で推定された等分布活荷重強度は前述のように全体の56%に相当した。そこで、載荷位置 x_i のうち56%のものにおいて $x_i=0$ として、側径間に載荷する集中活荷重 P_i の影響を除くこととした。また、渋滞時に集中荷重 P のないときでも、推定等分布活荷重 q_i は常に P の影響が差し引かれているので、それを補うためにシミュレーションにおいては q_i を増加することにし、① q_i の値を k 倍 ($k > 1$) する方法、また② q_i のばらつき (ξ)を h 倍 ($h > 1$) する方法によって、 q_i の値を求めることとした。

これら2つの方法でシミュレーションを行った応力 σ_s の分布曲線を、実測応力 σ_q の頻度分布と比較すると、方法①で $k=1.2$ としたときに、図-7(b)に示したように、シミュレーションによって得られた結果が実測応力を良好に再現していることがわかった。

4 推定活荷重強度の平均値および最大値ならびにL荷重との比較

4.1 推定活荷重強度の平均値および最大値

さて、以上のように修正された推定活荷重の平均値と最大値とを求めれば、つぎのようである。

まず、平均値 λ および標準偏差 ξ は、

$$P : \lambda = 0.608 \quad , \quad \xi = 0.238 \quad \dots (14)$$

$$q : \lambda = 2.071 \quad , \quad \xi = 0.265 \quad \dots (15)$$

であった。上式の λ および ξ を用いて、 P および q の平均値を求めると、

$$\begin{aligned} P &= 10^\lambda = 4.1 && (\text{t/m}) \\ q &= 10^\lambda = 118 && (\text{kg/m}^2) \end{aligned} \quad \dots (16)$$

となり、また生起確率 97.7%に相当する P および q の最大値を求めると、

$$\begin{aligned} P_{\max} &= 10^{\lambda+2\xi} = 12.2 && (\text{t/m}) \\ q_{\max} &= 10^{\lambda+2\xi} = 398 && (\text{kg/m}^2) \end{aligned} \quad \dots (17)$$

となった。

ところで、昭和45年西名阪国道⁴⁾および昭和56年阪神高速道路⁶⁾において、大型車の重量頻度分布（一車線に相当する）が測定されており、それを図-13示す。なお、阪神高速道路におけるの活荷重調査では、重量が10t以下のものは取り除かれている。

今回の測定では、幅員方向の自動車の走行状況まで、正確に観測していないが、上述の活荷重強度Pおよびqは、二車線分に相当するものである。

そこで、まず集中荷重Pについては、上述の測定値を半分にして一車線あたりの重量P(t)に換算し、またそれらの値の10t以下のものを取り除いて、図-13にプロットしてみた。これらの比較から、今回、阪堺大橋で測定された重量（平均値 17.4 t、推定最大値 39.7 t）は、これまでの結果より若干重いものの、他の測定例とよく対応していることがわかる。

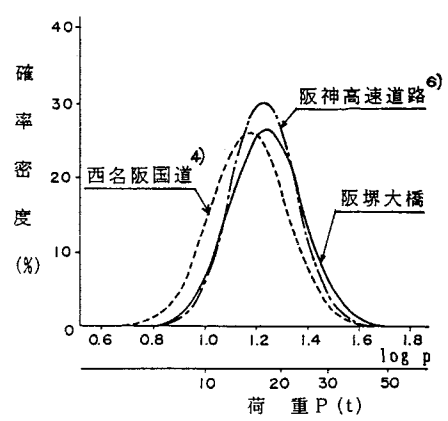


図-13 一車線あたりの集中活荷重強度の比較

4. 2 設計L荷重との比較

道路橋示方書のL荷重を用いて幅員6.5mに載荷される設計活荷重と、式(17)に示した生起確率 97.7 % における最大値のそれぞれ幅員6.5mに相当する実働活荷重強度とを比較すると、表-2 のような結果を得た。このように推定された集中活荷重強度Pは、設計活荷重のその約 2.6倍に相当し、同じく等分布活荷重強度qは、約 1.2倍に相当しており、本橋では重量車が頻繁に通過する状況をよく表わしているものと思われる。

これらの測定と同時に実施された阪堺大橋取付部の短径間の橋梁におけるT荷重測定の結果からも、超大型車の通過が観測されており（最大値 45.3 ton）、それらが同時に載荷される確率の高いことが今回得られた結果からもよく推測でき、橋梁の床組にとっては苛酷な状況にあることがわかった。

表-2 推定実働活荷重強度と道路橋示方書のL荷重との比較

項 目	A. 道路橋示方書の荷重	B. 推定実働活荷重強度	Aに対するBの比
線荷重P (kg/m)	5,000	12,200	
P×B (幅員) (t)	$5 \times 5.5 + 5.0/2 \times (6.5 - 5.5)$ = 30	$12.2 \times 6.5 = 79.3$	2.6
等分布荷重 (kg/m ²)	350	398	
P×B (幅員) (kg/m)	$350 \times 5.5 + 350/2 \times (6.5 - 5.5)$ = 2,100	$398 \times 6.5 = 2,587$	1.2

5 まとめ

本研究は、大阪の重工業地帯を結ぶ市街橋にどのような活荷重（L荷重）が載荷されているかを推定し、その分布特性を知るために行った一連の実験的研究をまとめたものである。今後、さらに検討を加える点も多々残されているが、本文で得られた結果を列記すると、以下のとおりである。

(1) 交通流のもとにおける実働応力の測定 : 信号待ちによる渋滞時に、中央径間中央の箱桁下フランジにおいて測定された集中活荷重による実働応力は平均値 86.5 kg/cm² (λ=1.937) および最大推定値

315.5 kg/cm² ($\xi=0.281$) を、また側径間中央において測定された分布活荷重による実働応力は平均値 121.1 kg/cm² ($\lambda=2.083$) および推定最大値 383.8 kg/cm² ($\xi=0.251$) を持つ対数正規分布によく適合する。このとき、側径間中央に発生する分布活荷重による実働応力の推定最大値 (生起確率 97.7%) 383.8 kg/cm² は、実橋設計計算の L 荷重による応力 524.2 kg/cm² の 73 % に相当する。

(2) 実働活荷重強度の推定 : 中央径間中央および側径間中央において得られた応力頻度分布から、試験自動車走行による較正值を基準として、集中活荷重強度および等分布活荷重強度を推定した。その結果、いずれも対数正規分布がよく適合することを明らかにした。

(3) 推定活荷重による実働応力のシミュレーション : 上で得られた活荷重をもとにマイコンを用いてシミュレーションを行い、実験橋の応力を再現したところ、両者は良好に一致する傾向が認められた。このときの集中活荷重の平均値および推定最大値はそれぞれ 4.1 t/m および 12.2 t/m であり、等分布活荷重のそれらは 118 kg/m² および 398 kg/m² であった。また、それぞれの推定最大値は、実橋設計計算の L 荷重の 2.6 倍および 1.2 倍に対応していた。

(4) ランダム活荷重の活用 : 以上のような実測とシミュレーションによって得られたランダム活荷重は、今後、市街橋の耐荷性などを判定する際に役立つものと考えられる。

謝辞

本研究は、大阪市土木局橋梁課の支援のもとに、長大橋技術研究会・旧阪堺大橋の健全性調査研究委員会 で実施した一連の実験のうち一部分をまとめたものである。実験を行なうに当り、上記の委員会の関係各位の深謝の意を表するものである。

参 考 文 献

- 1) 構造工学委員会構造物安全性小委員会：安全性照査のための構造設計基準策定のガイドライン案について、土木学会誌、1980年 9月、pp. 69～76。
- 2) 西村 昭；自動車荷重のばらつきについて、神戸大学、建設工学研究所報告 2、昭和36年、pp. 213～229。
- 3) 国広哲男、藤原 稔、小笠原 保；実荷重によって橋梁部材に生ずる応力頻度、土木研究所資料、第 9 60号、昭和49年 9月。
- 4) H. NAKAI and H. KOTOGUTI ; Dynamic Response of Horizontally Curved Girder Bridges under Random Traffic Flows, Proc. of TSCE, No. 244, Dec 1975, 12, PP. 117～128.
- 5) 前田幸雄、栗田章光、亀井正博；旧神崎橋の静的耐荷力に関する確率論的考察、第36回年次学術講演概要集、I - 81、昭. 56. 10。
- 6) 大阪市立大学工学部；道路橋の実働荷重による疲労と耐久性に関する実験的研究、文部省科学研究費補助金、試験研究(2) 研究成果報告書、昭. 59. 3。
- 7) 阪神高速道路公団・設計荷重 (HDL) 委員会；阪神高速道路における活荷重評価のための解析、昭. 59. 3。
- 8) 篠塚正宜、松村駿一郎、久保雅邦；道路橋における活荷重応答の確率論的一算定法、土木学会論文集、第 344号/工-1、1984. 4、pp. 367～376。
- 9) 社団法人・日本道路協会；道路橋示方書・同解説、丸善、昭和55年 2月

(1986年1月24日受付)