

# 橋軸・橋軸直角方向の荷重の不規則性を考慮した 道路橋の信頼性解析と設計活荷重モデルの検討

RELIABILITY ANALYSIS OF HIGHWAY BRIDGES AND MODELING OF DESIGN VEHICULAR LOAD

白木 渡\*・松保 重之\*\*・高岡 宣善\*\*\*

By Wataru SHIRAKI, Shigeyuki MATSUHO and Nobuyoshi TAKAKA

In this study, the reliability of highway bridges is analyzed considering the randomness of the vehicular load intensity along the direction of the bridge axis as well as the axis perpendicular to it. First, vehicular loads in fully congested traffic stream state are modeled considering the randomness of the vehicular load intensity along the direction perpendicular to the bridge axis. Second, the loads acting on the individual girders of bridge are evaluated by using simulation technique and theory of random functions. Third, the reliability analysis of the individual girders is performed by use of the theories of random functions and translation processes and it is shown that the randomness of the vehicular load intensity along the direction perpendicular to the bridge axis must be considered in reliability analysis. Finally, an optimal vehicular load model for design code is proposed from the viewpoint of this method of reliability analysis.

## 1. まえがき

道路橋を設計する場合、考慮する荷重としては、活荷重、死荷重、風荷重、地震荷重、温度荷重など様々なものがあるが、その中でも主桁部を設計する場合に最も重要なものが活荷重である。活荷重については、これまで建設省、道路公団等により数多くの実態調査が行われ、かなりのランダム性があることが明らかにされている<sup>1)・2)</sup>。このような活荷重のランダム性を考慮したモデル化についてもこれまで種々行われている<sup>2)・14)</sup>。しかし、これまでの研究においては、橋軸方向に関するランダム性を考慮したモデル化がほとんどで、橋軸直角方向のモデル化についてはなされていない。ところが、実際の道路橋は通常、複数車線であり、より現実に近い活荷重のモデル化を行うためには、橋軸方向のみならず橋軸直角方向の荷重の不規則性をも考慮したモデル化が必要である。

本論文では、橋軸方向のみならず橋軸直角方向の活荷重の特性をも考慮した渋滞時活荷重をモデル化し、そのモデル化した荷重の作用を受ける道路橋の主桁部の信頼性解析を行う。そして、その主桁の信頼性解析の結果をもとに現行の設計活荷重に対する考察を行うとともに新しい設計荷重の規定法について検討する。

具体的には、まず、阪神高速道路公団の活荷重実態調査結果<sup>2)</sup>をもとに、橋軸および橋軸直角方向の活荷重の不規則特性を考慮した場合と橋軸方向のみの不規則性を考慮した場合との2つの場合について渋滞時活荷重のモデル化をモンテ・カルロ・シミュレーション法ならびに不規則関数論を用いて行い、各主桁に作用

---

|     |    |         |            |                     |
|-----|----|---------|------------|---------------------|
| *   | 工博 | 鳥取大学助教授 | 工学部土木工学科   | (〒680 鳥取市湖山町南4-101) |
| **  | 工修 | 鳥取大学 助手 | 工学部海洋土木工学科 | (〒680 鳥取市湖山町南4-101) |
| *** | 工博 | 鳥取大学 教授 | 工学部土木工学科   | (〒680 鳥取市湖山町南4-101) |

---

する荷重の確率特性値を評価する。つぎに、これら2つの場合の渋滞時活荷重モデルが載荷される場合について、それぞれ、各主桁の信頼性解析を行い、橋軸直角方向の荷重の不規則性をも考慮する必要があることを示す。この時、桁に生ずる断面力としては桁の曲げモーメントを考えるが、先に報告<sup>15)</sup>したように、曲げモーメントは非正規分布するので、変換過程の理論<sup>16)</sup>を用いて曲げモーメントを極値Ⅰ型不規則関数と考えて信頼性解析を行う。

最後に、我国における現行の道路橋設計活荷重<sup>17)</sup>について考察する。現行の設計活荷重が現在の都市高速道路の苛酷な荷重状況に、十分対応しうるものとなっているのかどうかについて、阪神高速道路において実際に供用されている2車線、4車線および6車線の2径間連続桁橋モデルの主桁の信頼度を評価することによって検討する。さらに、よりよい設計活荷重を求めるために、数種の設計活荷重モデルを設定し、その中から、最小自乗法により主桁の信頼性解析結果を利用して最適と思われる設計活荷重モデルの選定を行う。

## 2. 橋軸・橋軸直角方向の荷重の不規則性を考慮した主桁の信頼性解析

### (1) 橋軸・橋軸直角方向の不規則性を考慮した渋滞時活荷重モデル

道路橋活荷重の不規則要因の確率特性値を活荷重実態調査の観測データ<sup>2)</sup>に基づいて決定し、モンテカルロ・シミュレーション法によって橋軸方向ならびに橋軸直角方向の不規則性を考慮した渋滞時活荷重をモデル化する。そして、不規則分布荷重モデル<sup>8), 12)</sup>によって各主桁に作用する活荷重をモデル化し、それらの確率特性値(平均値、分散、自己相関関数)を評価する。

本研究では、1台の車両を図-1に示すように車両の前後で段差がある2ボックス形の分布荷重でモデル化し、それが図-2に示すような2車線道路橋上に満載される2車線完全渋滞時の荷重列を考える。図中の $x$ ,  $y$ は、それぞれ橋軸方向および橋軸直角方向の座標を示す。2車線の考え方としては、上下車線のいずれか片側のみで2車線とする場合を考える。さらに、同じ方向に向う道路上で車線の別によって荷重列の不規則性を与える要因が異なるということは考えにくく、また渋滞時を考えているために車両の車線変更もほとんど

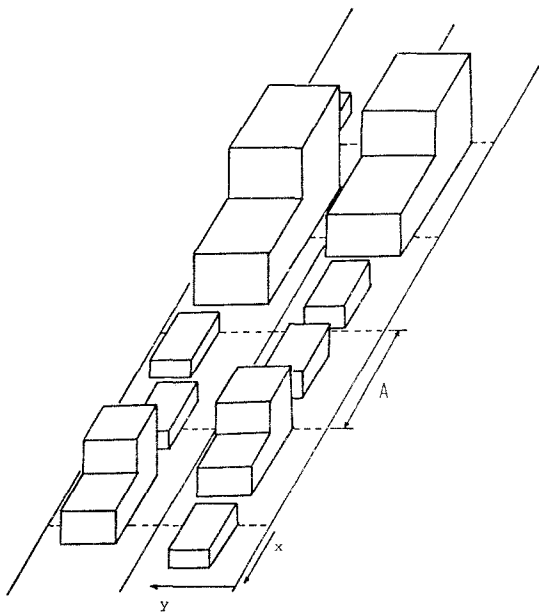


図-1 活荷重モデル

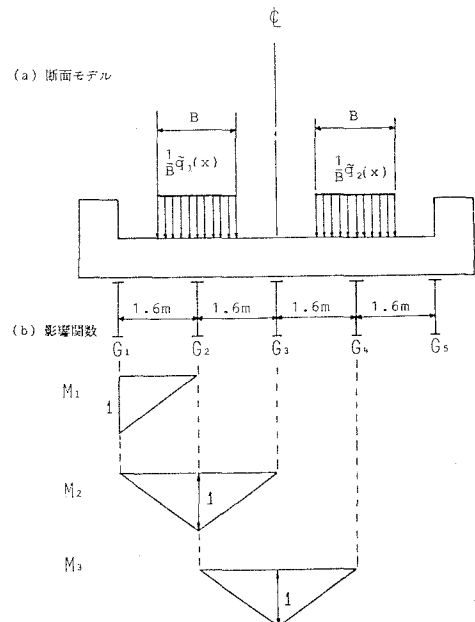


図-2 2車線道路橋断面(5本主桁)

ないと考えられるので、1車線の荷重列を2つ与えて2車線の荷重列を発生させることにする。したがって、各車線での荷重列の不規則性を表す各要因の確率特性値は、全く同じものを用いる。

ここで行うシミュレーションは、先に報告した論文<sup>8), 10), 12)</sup>における「基本I」のパターンのシミュレーションと基本的には同じものであるが、車両の幅、橋軸直角方向の走行位置といった橋軸直角方向の不規則要因をも考慮してシミュレーションを行う。すなわち、車幅については文献<sup>2)</sup>の自動車車両諸元表を参考にして、乗用車1.4m、中型車類1.6m、大型車類2.0mおよびトレーラー2.0mの確定量として扱う。さらに、車両の橋軸直角方向の走行位置については観測データ<sup>2)</sup>により各車線の中央から平均値0m、標準偏差0.3mの正規分布に従う確率変数として扱う。シミュレーションの流れ図を、図-3に示す。図中、□は乱数の発生を意味する。STEP 4では、STEP 2、3でそれぞれ決定された車重、車長とSTEP 1で決定された車種に対応する車幅さらに車種別前後荷重比の条件とによって、前後に段差のある2ボックス型分布荷重の荷重強度を計算する。またSTEP 7では、橋軸方向に対して荷重が無相関となる距離(相関距離)Aだけ離れた点ごとにy軸方向に観測線を設け、その線上の荷重強度を観測してゆく。そして、図-2に示すような簡単な形で近似した橋軸直角方向の影響関数を用いて各主桁に作用する荷重強度の計算を行う。最後に、STEP 8でこれらの荷重強度のサンプルをアンサンブル統計処理を行い、各主桁に作用する荷重の確率特性値を求める。なお、

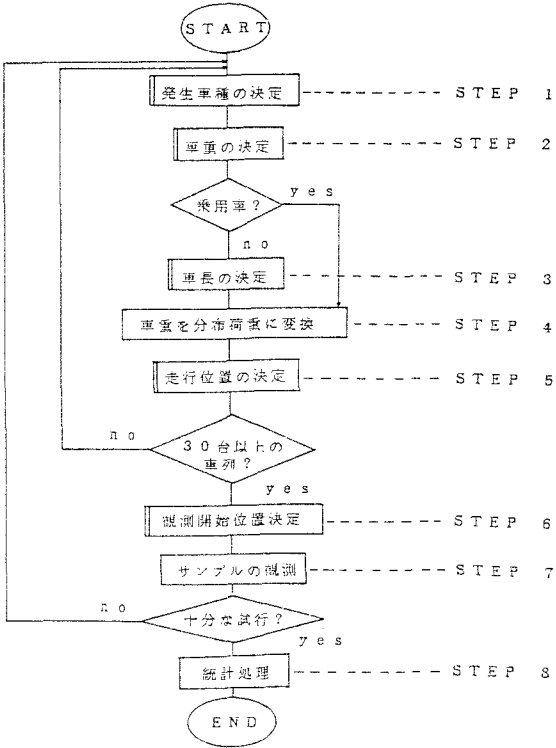


図-3 フローチャート

表-1 各主桁に作用する荷重の確率特性値

|      | 期 待 値 $\bar{R}$ (t/m) |          | 分 散 $D_R$ (t <sup>2</sup> /m <sup>2</sup> ) |          | $\alpha$ (1/m) |          |
|------|-----------------------|----------|---------------------------------------------|----------|----------------|----------|
|      | 不規則性考慮                | 不規則性考慮せず | 不規則性考慮                                      | 不規則性考慮せず | 不規則性考慮         | 不規則性考慮せず |
| 主桁 1 | 0. 0691               | 0. 0538  | 0. 0158                                     | 0. 00557 | 0. 2591        | 0. 3047  |
| 主桁 2 | 0. 3241               | 0. 3550  | 0. 1879                                     | 0. 2426  | 0. 3229        | 0. 3047  |
| 主桁 3 | 0. 1383               | 0. 1075  | 0. 0316                                     | 0. 0111  | 0. 2597        | 0. 3047  |
| 主桁 4 | 0. 3228               | 0. 3550  | 0. 1877                                     | 0. 2426  | 0. 3254        | 0. 3047  |
| 主桁 5 | 0. 0687               | 0. 0538  | 0. 0159                                     | 0. 00557 | 0. 2602        | 0. 3047  |

各主桁に作用する荷重は、橋軸方向の座標 $x$ を助変数とする不規則分布荷重としてモデル化する。

以下、図-3の流れ図に従ってシミュレーションを行った結果を示す。各主桁 $G_k$ に作用する不規則分布荷重 $\tilde{R}_k(x)$  ( $k=1, \dots, 5$ ) (上付き添字 $\sim$ は、その量が不規則量であることを示す。以下同様) についても、先の報告<sup>8), 10), 12)</sup>での道路橋上の渋滞時活荷重をモデル化した不規則分布荷重 $\tilde{q}(x)$  についてのシミュレーション結果と同様に、橋軸方向の定常性を確認することができた。すな

わち、各主桁 $G_k$ に作用する荷重 $\tilde{R}_k(x)$ の期待値 $\bar{R}_k$ および分散 $D_{Rk}$  ( $k=1, \dots, 5$ ) は、表-1の「不規則性考慮」の欄に示すような一定値となった。なお、同表中の「不規則性考慮せず」の欄については、次節において説明する。また、各主桁に作用する不規則分布荷重に関する自己相関関数も橋軸方向の座標に関する距離の差 $\tau$ のみで表すことができ、主桁 $G_1$ に関する自己相関関数 $K_{R1}(\tau)$  についてのみシミュレーション結果を示すと、図-4のようになる。図中の曲線は、シミュレーション結果を指数関数の形

$$K_{R1}(\tau) = D_{R1} \exp[-\alpha_1 |\tau|] \quad (1)$$

に回帰近似したものである。ここに、 $\alpha_1$ は長さの逆数の次元をもつ正定数である。式(1)の形に回帰近似したときの各主桁についての $\alpha_k$  ( $k=1, \dots, 5$ ) の値も、表-1の「不規則性考慮」の欄に示す。この $\alpha$ の値は、各主桁ごとに少し異なる値をとっているのがわかる。

## (2) 橋軸直角方向の荷重の不規則性を考慮しない場合との比較

ここでは、橋軸直角方向の不規則性を考慮しない場合の各主桁に作用する荷重の確率特性値の評価を行い、(1)の考慮した場合の結果との比較を行う。まず、車種別混入率で重みをつけた車幅 $B$ を

$$B = \sum_{i=1}^m \beta_i b_i \quad (2)$$

によって求める。式中、 $m$ は車種の数で、ここでは $m=4$ である。 $\beta_i$ および $b_i$ は、それぞれ車種 $i$ の混入率および車幅である。式(2)より $B=1.488(m)$ となる。つぎに、車両の走行位置は、確定量として車線の中央を走行するものとする。このとき、各主桁に作用する荷重 $\tilde{R}_k(x)$  ( $k=1, \dots, 5$ ) は、図-2に示す影響線において分布荷重の載荷する部分の影響面積を求めることによって

$$\left. \begin{aligned} \tilde{R}_1(x) &= 0.11625 \tilde{q}_1(x) \\ \tilde{R}_2(x) &= 0.76750 \tilde{q}_1(x) \\ \tilde{R}_3(x) &= 0.11625 [\tilde{q}_1(x) + \tilde{q}_2(x)] \\ \tilde{R}_4(x) &= 0.76750 \tilde{q}_2(x) \\ \tilde{R}_5(x) &= 0.11625 \tilde{q}_2(x) \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

のように求まる。式中、 $\tilde{q}_1(x)$ 、 $\tilde{q}_2(x)$ は、それぞれ2車線道路橋上の左車線、右車線に関する渋滞時活荷重を表し、その確率特性値は図-3のシミュレーションによって求めることができる。式(3)の $\tilde{R}_k(x)$ は橋軸直角方向の荷重の不規則性すなわち荷重の作用位置のバラツキを考慮しない場合の各主桁に作用する荷重で、式(3)の関係を確率演算を施すことによって、その確率特性値 $\bar{R}_k$ 、 $D_{Rk}$ 、 $\alpha_k$  ( $k=1, \dots, 5$ ) を表-1の「不規則性考慮せず」の欄に示すように求めることができる。

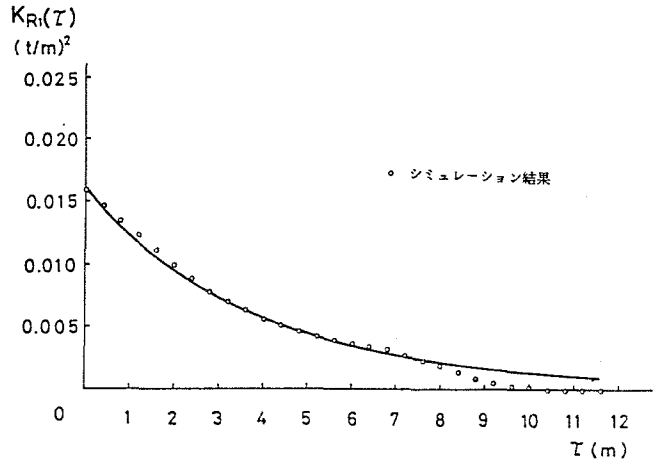


図-4 主桁 $G_1$ に作用する荷重 $\tilde{R}_1(x)$ の自己相関関数 $K_{R1}(\tau)$

表-1を見ると、主桁 $G_2$ 、 $G_4$ については、橋軸直角方向の不規則性を考慮しない場合の主桁に作用する荷重の期待値、分散の方が橋軸直角方向の不規則性を考慮した場合の結果よりも大きくなっていて、 $G_1$ 、 $G_3$ 、 $G_5$ の各桁についてはその逆となることが分る。これは、橋軸直角方向の不規則性を考慮しない場合、活荷重の走行位置を主桁 $G_2$ および $G_4$ への影響が最も大きくなる位置にとっているからであると思われる。このように橋軸直角方向の活荷重の不規則性を考慮するか否かによって主桁に作用する荷重の確率特性値に差異を生ずることが分る。このことは、より実際的な道路橋の信頼性解析を行うためには、橋軸直角方向の荷重の不規則性を考慮して解析する必要があることを示唆しているものと思われる。

### (3) 橋軸・橋軸直角方向の荷重の不規則性を考慮した主桁の信頼度の評価

全長 $l_1+l_2=100\text{m}$ 、スパン比 $n=l_2/l_1=1.6$ の2径間連続ばり形式で、図-2で示したような5本主桁で支持されている2車線道路橋について、橋軸・橋軸直角方向の荷重の不規則性を考慮した信頼性解析を行う。その際、荷重によって各主桁断面に生ずる曲げモーメントは極値I型分布に従うものとして、変換過程の理論を用いた信頼性解析<sup>15)</sup>を、各主桁について行う。荷重としては橋軸直角方向の荷重の不規則性を考慮した場合と考慮しない場合とについて考える。また、橋軸直角方向の作用荷重および構造形式の対称性により、主桁 $G_4$ 、 $G_5$ についての結果は、それぞれ主桁 $G_2$ 、 $G_1$ についての結果と同じになることが期待されるので、主桁 $G_1$ 、 $G_2$ および $G_3$ についての結果のみを示す。

耐用期間中の渋滞回数を仮に $N=5000$ 回（耐用期間を50年とすると1週間に2回程度の渋滞）とした場合の許容曲げモーメントレベルを各破壊確率 $Q^*$ に対して示すと、表-2のようになる。ただし、ここで破壊確率 $Q^*$ とは、各主桁に発生する耐用期間中の最大曲げモーメントが許容モーメントレベルを超過する確率と定義している。したがって、 $Q^*$ をある値に規定すると、その規定値に対する各主桁の許容曲げモーメントレベルが計算される。また、表中、「不規則性考慮」、「不規則性考慮せず」の欄はそれぞれ、橋軸直角方向の荷重の不規則性を考慮した場合としない場合とについての計算結果である。この表より、主桁 $G_1$ 、 $G_3$ については、同一破壊確率でも橋軸直角方向の荷重の不規則性を考慮した場合の方が、考慮しない場合の方よりも許容曲げモーメントレベルがかなり大きくなっているが、主桁 $G_2$ についてはその逆の傾向にあることが分る。これは橋軸直角方向の荷重の作用位置の不規則性を考慮しない場合は、主桁 $G_2$ への荷重分配が大きくなるような位置に荷重が載るからであると考えられる。さらに、各主桁についての信頼性解析の結果が橋軸直角方向の不規則性を考慮する場合としない場合とではかなり異なり、より現実に近い合理的な信頼性解析をするためには、多少複雑でも、橋軸方向のみならず橋軸直角方向の不規則性をも考慮した信頼性解析を行う必要があることが分る。

道路橋（の主桁）全体としての解析を厳密に行うことは困難であるが、例えば、次のような特別な条件のもとに道路橋全体の破壊確率を計算することができる。すなわち、簡単のために、全ての桁を同一の断面で設計する場合を考える。そうすると、これは、表-2のように許容モーメントレベルの最も高くなる主桁 $G_2$ の許容曲げモーメントレベルに対して各桁を設計することを意味する。そして、主桁に作用する荷重の各主桁間の相関性が、簡単のために、完全従属であるとするならば、この場合の道路橋では一番破壊確率の大きい主桁 $G_2$ の破壊確率が道路橋全体の破壊確率を代表することになる。このような観点のもとに、主桁 $G_2$ のみについて許容レベル $M$ と耐用期間中の渋滞回数 $N$ との関係を各破壊確率 $Q^*$ に対して描くと図-5となる。

表-2 許容モーメントレベル(単位 $\text{t}\cdot\text{m}$ )

| 桁     | $Q^*$     | 不規則性考慮 | 不規則性考慮せず |
|-------|-----------|--------|----------|
| $G_1$ | 0.5       | 139.5  | 80.76    |
|       | $10^{-1}$ | 163.0  | 93.45    |
|       | $10^{-2}$ | 192.3  | 109.3    |
|       | $10^{-3}$ | 221.1  | 124.8    |
|       | $10^{-4}$ | 249.9  | 140.3    |
| $G_2$ | 0.5       | 468.4  | 533.0    |
|       | $10^{-1}$ | 541.2  | 616.7    |
|       | $10^{-2}$ | 632.0  | 721.2    |
|       | $10^{-3}$ | 721.2  | 823.7    |
|       | $10^{-4}$ | 810.2  | 926.1    |
| $G_3$ | 0.5       | 210.1  | 124.5    |
|       | $10^{-1}$ | 243.3  | 142.4    |
|       | $10^{-2}$ | 284.6  | 164.7    |
|       | $10^{-3}$ | 325.2  | 186.6    |
|       | $10^{-4}$ | 365.7  | 208.4    |

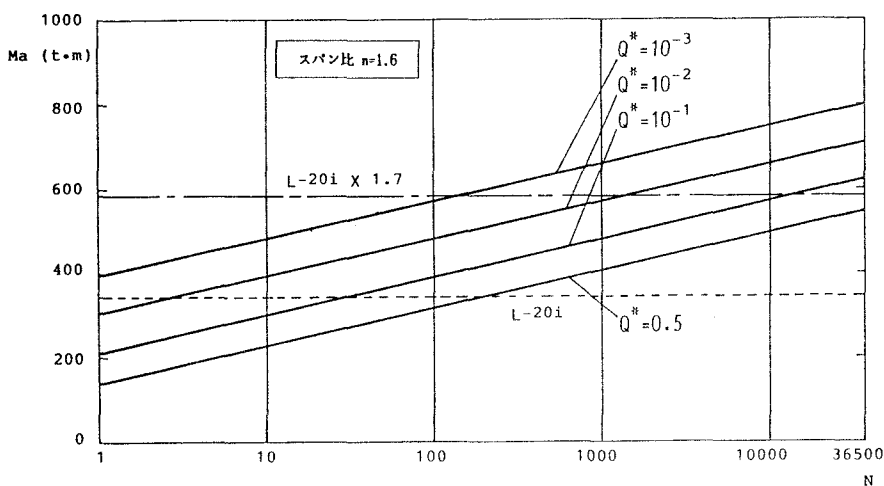


図-5 主桁  $G_2$  における許容曲げモーメント  $Ma$  と渋滞回数  $N$  との関係

この図では、参考までに、 $L-20i$  (衝撃考慮) 設計活荷重<sup>17)</sup> によるモーメントレベルを破線で示し、それに安全率 1.7 を掛けて得られるモーメントレベルを一点鎖線で示している。耐用期間中の渋滞回数を仮に  $N=5000$  回として現行の設計規程による曲げモーメントレベルについて考えると、本研究のモデルでは、破壊確率  $Q^*=10^{-1} \sim 10^{-2}$  が見込まれていることが図から分る。

### 3. 実橋モデルにおける主桁の信頼性解析

ここでは、阪神高速道路において実際に供用されている 2 車線、4 車線および 6 車線の 2 径間連続桁橋モデル(図-6 参照) について、各道路橋における主桁の信頼度を評価する。

#### (1) シミュレーション手法による渋滞時活荷重のモデル化

図-3 と同様なシミュレーションを行うことによって、図-6 に示す

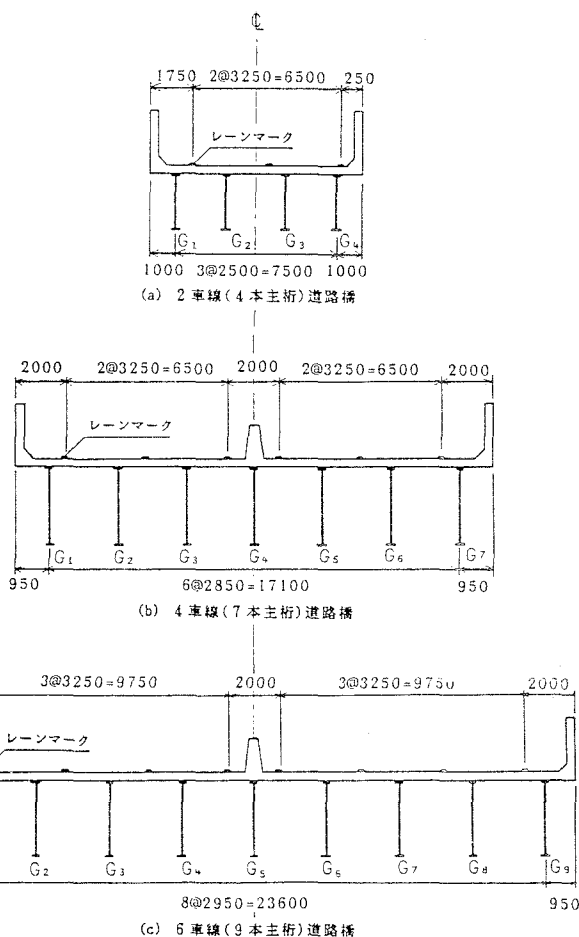


図-6 阪神高速道路における道路橋の断面

2車線、4車線および6車線完全渋滞時の活荷重をモデル化する。

車線の考え方は、2車線の場合はいずれの車線も同一方向とし、4車線および6車線の場合は上り、下りの両方向を考えた。この場合も、渋滞時を考えているため車両の車線変更はほとんどないと考えられるので、1車線の車重列を必要な車線数だけ与えて複数車線の荷重列を発生させることにする。なお、それらの確率特性値も図-3で用いたものと同じである。いま、ここでも、一番大きな荷重が作用する主桁に対して信頼性解析（ある特別な条件のもとでは、橋梁全体の解析結果に等しい）を行なうことにする。シミュレーションの結果、2車線道路橋については主桁 $G_2$ および $G_3$ で、4車線道路橋については主桁 $G_2$ および $G_6$ で、6車線道路橋については主桁 $G_3$ および $G_7$ で、それぞれ作用する荷重の確率特性値が一番大きくなった。それらの主桁に作用する荷重の確率特性値を示す次の通りである。

- a) 2車線道路橋完全渋滞 期待値 $\bar{R}=0.3721(t/m)$ , 分散 $D_R=0.2369(t^2/m^2)$ ,  $\alpha=0.3193(m^{-1})$
- b) 4車線道路橋完全渋滞 期待値 $\bar{R}=0.4049(t/m)$ , 分散 $D_R=0.2745(t^2/m^2)$ ,  $\alpha=0.3204(m^{-1})$
- c) 6車線道路橋完全渋滞 期待値 $\bar{R}=0.4235(t/m)$ , 分散 $D_R=0.2834(t^2/m^2)$ ,  $\alpha=0.3189(m^{-1})$

ここで、 $\alpha$ および $\tau$ は、式(1)におけるものと同様である。

## (2)主桁の信頼性解析

全長100m、スパン比 $n=1.6$ の、2車線、4車線および6車線を有する2径間連続桁橋について上で示したシミュレーション結果を用いて、空間および時間の両領域における活荷重の変動性を考慮した信頼性解析を先の論文<sup>15)</sup>で示した変換過程による解析法を用いて行なった。やはり、各主桁に生ずる曲げモーメントの分布は極値I型分布と考えた。以下、解析結果を示す。

各道路橋において最も危険と考えられる主桁について、許容モーメントレベル $M_a$ と耐用期間中の渋滞回数 $N$ との関係を各破壊確率 $Q^*$ に対して描いた結果を図-7~9に示す。ここで、図-7、8および9は、それぞれ、2車線道路橋、4車線道路橋、6車線道路橋の解析結果を示したものであり、各図において破線は $L-20i$ 設計荷重を各道路橋に満載し衝撃を考慮して求めたモーメントレベル( $L-20i$ )を、一点鎖線は $L-20i$ に安全率1.7を掛けて得られるモーメントレベル( $L-20i \times 1.7$ )を参考までに示したものである。これらの図より2車線道路橋、4車線道路橋、6車線道路橋の順に所要の破壊確率 $Q^*$ に対する許容モーメントレベルが大きく

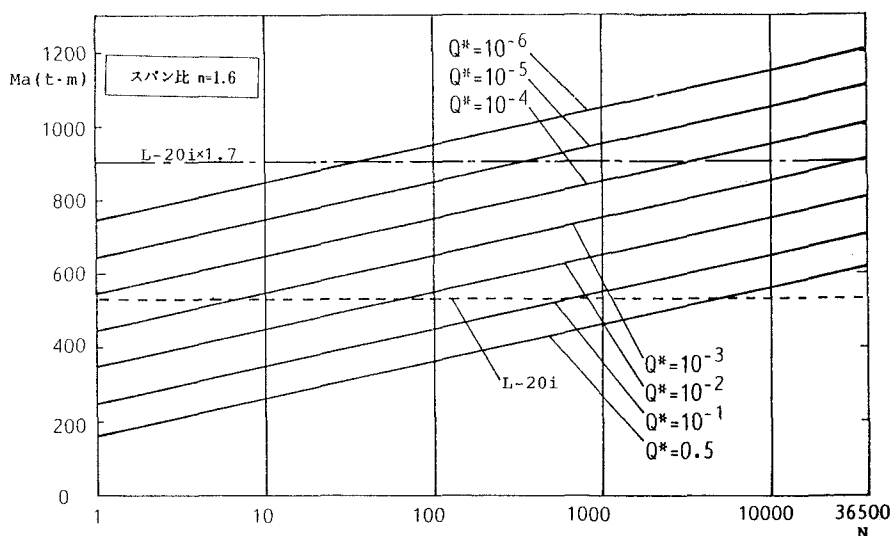


図-7 許容曲げモーメントレベル $M_a$ と渋滞回数 $N$ との関係(2車線道路橋の場合)

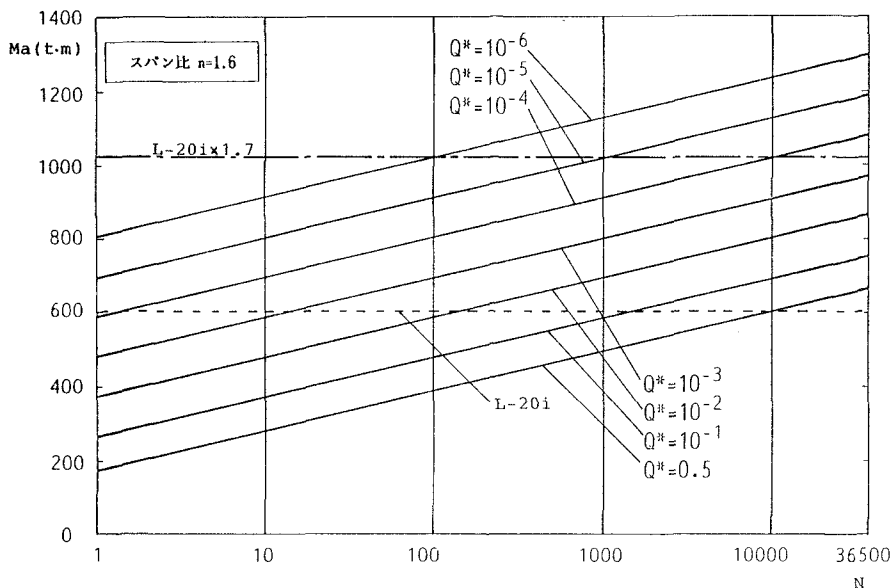


図-8 許容曲げモーメントレベルMaと渋滞回数Nとの関係（4車線道路橋の場合）

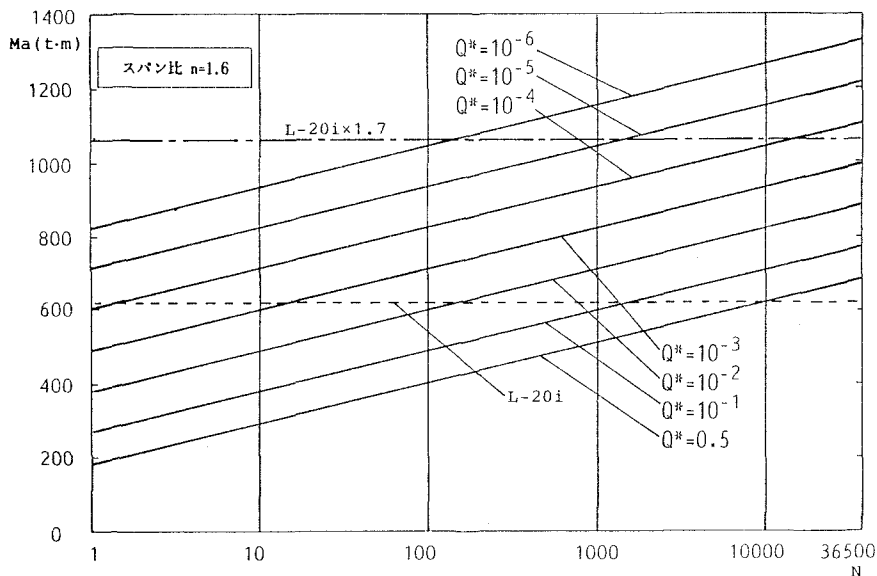


図-9 許容曲げモーメントレベルMaと渋滞回数Nとの関係（6車線道路橋の場合）

なっていることがわかる。また、これらの図に示されている現行設計規準による曲げモーメントレベル( $L-20i \times 1.7$ )について、耐用期間中の渋滞回数を仮に  $N=5000$  回として考えると、2車線道路橋では破壊確率  $Q^*=10^{-3} \sim 10^{-4}$ 、4車線道路橋では破壊確率  $Q^*=10^{-4}$  程度、6車線道路橋では破壊確率  $Q^*=10^{-4} \sim 10^{-5}$  程度が見込まれていることがわかる。このように本研究の結果、車線数の増加に伴い破壊確率が小さくなっていることより、現行の設計活荷重は、幅員が大きい場合は小さい場合に比べて少し安全側になっていることが予想される。設計活荷重は、それを用いて設計された橋は、車線数が異なっても同じような信頼度が得られ



るように規定されることが望ましいと考えられる。したがって、もし仮に、道路橋を設計する場合、渋滞回数  $N=5000$  回での破壊確率が  $Q^*=10^{-3}\sim 10^{-4}$  程度でよいとすれば、設計活荷重の従載荷重の大きさを現行の『主載荷重の  $1/2$ 』よりもっと小さくしても所要の信頼度が得られることになる。そこで、次節においては、設計活荷重の規定法について、本論文で示した信頼性解析に基づいた立場から検討を行う。

#### 4. 設計活荷重モデルおよびその規定法

いくつかの設計活荷重モデルを設定して、そのうちのどのモデルが最適かについて3.で示した信頼性解析の結果を用いて検討する。設計活荷重モデルとして次の6つの関数形を仮定する<sup>14)</sup>。

$$\left. \begin{array}{lll} \textcircled{1} P=0 & W=\xi (1/L)^{\eta} & \textcircled{2} P=\text{Const.} \quad W=\text{Const.} \\ \textcircled{3} P=\text{Const.} & W=\xi (1/L)^{\eta} & \\ \textcircled{4} P=kL+C & W=0 & \textcircled{5} P=kL+C \quad W=\text{Const.} \\ \textcircled{6} P=kL+C & W=\xi (1/L)^{\eta} & \end{array} \right\} \quad (4)$$

ここに、 $P$ は集中荷重、 $W$ は等分布荷重、 $L$ は載荷長、 $\xi, \eta, k, C$ は定数である。各係数 $\xi, \eta, k, C$ の値は、

$$\Omega = \sum_{i=1}^{\lambda} (M_i - M_0)^2 / M_i^2 \quad (5)$$

で表される相対誤差の2乗和 $\Omega$ が最小となるように決める。式中、 $\lambda$ はデータ数、 $M_i$ は3.の信頼性解析の結果得られる所要の信頼度のもとでの許容曲げモーメント、 $M_0$ は式(4)の設計活荷重モデルより求まる設計曲げモーメントである。最後に、このようにして求めた6つの設計活荷重モデルにおいて、その中でも一番小さい相対誤差をもつ設計活荷重モデルを最適な設計活荷重の規定法であるとする。なお、計算に用いるデータには種々の構造形式、スパン長を考慮するので、各構造形式の使用頻度、支間長の適用限界等を考慮して重み付けを行う必要があるが、ここでは簡単のため全てのデータを一律の重み付けで用いることにする。

規定を行う対象構造形式として、(1)単純桁のみを考える場合、(2)2径間連続桁のみを考える場合および(3)単純桁と2径間連続桁の両方を考える場合の3つの場合を考え、各場合について式(5)の相対誤差の2乗和 $\Omega$ を計算した結果を示すと表-3のようになる。データ数としては(1)の単純桁の場合 $\lambda=12$ 、(2)の2径間連続桁の場合 $\lambda=20$ 、(3)の単純桁+2径間連続桁の場合 $\lambda=32$ を考えた。また、信頼性解析の際、耐用期間50年中の渋滞回数 $N=36500$ 回、破壊確率 $Q^*=10^{-3}$ として式(5)の $M_i$ を計算した。この表より、対象構造物を単純桁のみとする場合と単純桁+2径間連続桁とする場合は、 $\textcircled{1}$ と $\textcircled{3}$ の設計活荷重モデルを使用したときに $\Omega$ が最小になっていることが分る。この理由は、本研究では渋滞時活荷重モデルを集中荷重モデルではなく不規則分布荷重でモデル化しているからである。本研究で示したように渋滞時活荷重モデルを不規則分布荷重でモデル化する場合にはこれら2つのモデル $\textcircled{1}$ と $\textcircled{3}$ によって設計活荷重を規定するのが最適であると考えられる。また、対象構造物を2径間連続桁のみとする場合の $\Omega$ は、6つのモデルによってあまり変わらないことが分る。

最後に橋軸方向の載荷長とともに橋軸直角方向の載荷幅をもパラメータとした設計活荷重を考える。活荷重モデル $\textcircled{1}$ と $\textcircled{3}$ に対して載荷幅をパラメータに入れた活荷重モデルを

$$\left. \begin{array}{l} \textcircled{1} P=0, \quad W=\xi \{1/(L \cdot BB)\}^{\eta} \\ \textcircled{3} P=\text{Const.}, \quad W=\xi \{1/(L \cdot BB)\}^{\eta} \end{array} \right\} \quad (6)$$

(BBは橋軸直角方向の載荷幅)

のように仮定する。ここに、線荷重 $P$ および

表-3 相対誤差の2乗和 $\Omega$

| モデル | 単純桁     | 連続桁     | 単純桁<br>+ 連続桁 |
|-----|---------|---------|--------------|
| 1   | 0.02185 | 0.04308 | 0.06632      |
| 2   | 0.06985 | 0.04358 | 0.09649      |
| 3   | 0.02187 | 0.04332 | 0.06623      |
| 4   | 0.06991 | 0.04379 | 0.15925      |
| 5   | 0.06987 | 0.04328 | 0.15339      |
| 6   | 0.04578 | 0.04246 | 0.09375      |

等分布荷重Wの単位はそれぞれ単位長さ当りおよび単位面積当りの重量である。これらの活荷重モデルに対する $\Omega$ の値を表-4に、またそのときの最適な活荷重モデルを表-5に示す。表-4を表-3と比較すると、いずれの場合も表-4の方の $\Omega$ が小さくなっていることが分る。すなわち、本研究の信頼性解析の結果に見合うような設計活荷重としては載荷長のみならず橋軸直角方向の載荷幅をもパラメータに含んだ設計活荷重のほうがより適していることが分る。

表-4 載荷幅を考慮した場合の相対誤差の2乗和 $\Omega$

|   | 単純桁      | 連続桁     | 単純桁<br>+ 連続桁 |
|---|----------|---------|--------------|
| 1 | 0.000348 | 0.01148 | 0.01374      |
| 3 | 0.000567 | 0.01151 | 0.01412      |

表-5 載荷幅を考慮した場合の最適な設計活荷重モデル

|   |   | 単純桁                                  | 2径間連続桁                               | 単純桁<br>+ 2径間連続桁                      |
|---|---|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| 1 | P | 0                                    | 0                                    | 0                                    |
|   | W | $5.0977 \{1/(L \cdot BB)\}^{0.3899}$ | $5.6920 \{1/(L \cdot BB)\}^{0.4119}$ | $5.3709 \{1/(L \cdot BB)\}^{0.4010}$ |
| 3 | P | 0.13918                              | 0.09665                              | 0.16433                              |
|   | W | $4.8045 \{1/(L \cdot BB)\}^{0.3818}$ | $5.4601 \{1/(L \cdot BB)\}^{0.4061}$ | $5.0038 \{1/(L \cdot BB)\}^{0.3909}$ |

5. あとがき

本論文においては、複数車線の活荷重をモデル化し、それを支える都市高速道路橋の信頼性解析を橋軸ならびに橋軸直角方向の不規則性を考慮して行った。その結果をまとめると以下のようである。

(1) 実際に供用されている道路においてより一般的である複数車線の渋滞時活荷重を不規則分布荷重としてモデル化し、各主桁に作用する荷重強度の確率特性値をシミュレーション法により決定した。活荷重をモデル化する際、橋軸直角方向の不規則性を考慮する場合としない場合とについて分布荷重モデルを考え、各主桁に作用する荷重の確率特性値を評価した。また、2車線4本主桁、4車線7本主桁、6車線9本主桁の3つの構造形式を取り上げて数値計算を行い、各主桁に作用する荷重の確率特性値を評価した。その結果をまとめると次のようである。

- i) 橋軸直角方向の荷重の載荷位置の不規則性を考慮したシミュレーション結果と、考慮しない簡単な解析結果とを比較すると、活荷重の影響が最も大きい桁に対しては、その不規則性を考慮しない簡単な解析結果の方が荷重の期待値および分散は大となった。
- ii) 複数車線を支える断面の形式（例えば主桁間隔）の違いにより、主桁に作用する荷重の確率特性値はかなり異なる。

(2) 上記(1)で得られた結果を利用して、複数車線を支える2径間連続桁の道路橋の信頼性解析を行った。その結果をまとめると次のようになる。

- i) 橋軸直角方向の荷重のモデル化の違いにより、信頼性解析結果にも違いが生じた。より正確な信頼性解析を行うためには、実態を合理的にとらえた荷重モデルの作成が必要である。
- ii) 各断面モデル（図-6参照）の中で最大の荷重を受ける主桁に対して現行規定による設計曲げモーメントを求めると、その信頼度は各断面モデルによって異なる。

(3) 上記(2)の信頼性解析の結果を利用して、最小自乗法により最適となる設計荷重を規定した。その結果を簡単にまとめると以下のようである。

- i) 単純桁に対する最適設計荷重と2径間連続桁に対する最適設計荷重とは異なる。
- ii) 本研究のようにして設計荷重を規定する場合、橋軸方向の載荷長だけでなく橋軸直角方向の載荷幅もパラメータに入れた設計活荷重がより適した設計活荷重となる。

以上得られた結果は、橋軸直角方向の活荷重のモデル化を分布荷重モデルを用いて行った点、単純ばりと2径間連続ばりの2つの構造形式しか取り扱っていない点等、かなり限定した条件のもとで得られたものであり、まだ検討すべき点が多い。また、設計荷重のモデル化に際して載荷幅という新たなパラメータを追加したことによる設計上の精度と煩雑との兼合いの問題は、今後検討していくべき点であると考えている。しかし、限定された条件下においてであるが、道路橋の信頼性解析および設計活荷重モデルの検討の際には、橋軸直角方向に関する不規則性の考慮が必要であることを明らかにすることができたことは、今後のこの種の研究の参考資料となり得るものと思われる。

最後に本研究を遂行するにあたり貴重な資料ならびに有益な御助言を賜った阪神高速道路公団設計荷重(HDL)委員会の関係各位に深く感謝の意を表す次第である。また、本研究における数値計算その他に御協力頂いた鳥取大学大学院生 安福教晃氏(現神戸市役所勤務)および同 土屋誠氏に謝意を表す次第である。

#### 参考文献

- 1) 建設省土木研究所：橋梁活荷重の実態と設計安全率，土木研究所資料，Vol.1534，1979.
- 2) 阪神高速道路公団設計荷重(HDL)委員会：HDL委員会報告書，第2編 活荷重分科会報告(別冊-1) 阪神高速道路における活荷重実態調査と荷重評価のための解析，第4編 実態調査資料集，阪神高速道路公団・(財)阪神高速道路管理技術センター，1984.
- 3) 小堀為雄・吉田 博：電子計算機による自動車交通流模型の作成について，金沢大学工学部紀要，第3巻3号，pp.228~235
- 4) 星谷 勝・日野虎彦：道路橋活荷重の検討，土木学会第30回年次学術講演会講演概要集，I-296，pp.607~608，1975.
- 5) 藤野陽三・伊藤 学・遠藤元一：シミュレーションに基づく道路橋設計荷重の評価，土木学会論文報告集，No.286，pp.1~13，1979.
- 6) 西村 昭：荷重列としての自動車交通流の二、三の解析，土木学会誌，第46巻2号，pp.37~42，1961.
- 7) 藤野陽三・伊藤 学・柳橋剛夫：シミュレーションにもとづく道路橋設計活荷重の規定方法に関する考察，土木学会第37回年次学術講演会講演概要集，I-47，pp.93-94，1982.
- 8) 高岡宣善・白木渡・松保重之：不規則関数論に基づく道路橋の空間領域での信頼性解析，土木学会論文報告集，No.334，pp.79~88，1983.
- 9) 篠塚正宣・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算定法，土木学会論文報告集，No.344，pp.367~376，1983-4.
- 10) Shigeyuki MATSUHO, Wataru SHIRAKI, Nobuyoshi TAKAOKA and Katsuyuki YAMAMOTO: A Probabilistic Evaluation of Vehicular Loads, Proc. of ICOSAR'85, pp.I-490~494, 1985.
- 11) Wataru SHIRAKI, Nobuyoshi TAKAOKA, Shigeyuki MATSUHO and Katsuyuki YAMAMOTO: Reliability Analysis of Various Types of Girder Bridges on the Urban Expressway Network Using Theory of Random Processes and Simulation Method, Proc. of ICOSAR'85, pp.III-185~193, 1985.
- 12) 白木渡・高岡宣善・松保重之・山本克之：都市高速道路橋における渋滞時活荷重のモデル化，土木学会論文集，第362号/I-4，pp.239~248，1985-10.
- 13) 白木渡・松保重之・山本克之・高岡宣善：道路橋における2径間連続主桁の信頼性解析，土木学会論文集，第368号/I-5，1986-4.

- 14) 杉山俊幸・藤野陽三・伊藤 学：道路橋設計活荷重の規定方法に関する確率論的考察, 構造工学論文集, Vol.32A, pp.539~549, 1986-3.
- 15) 白木渡・松保重之・高岡宣善：変換過程を用いた道路橋の信頼性解析, 構造工学論文集, Vol.32A, pp.561~570, 1986-3.
- 16) Grigoriu M.: Crossing of Non-Gaussian Translation Process, Jour. of Eng. Mech. Div., ASCE, Vol.110, No.4, pp.610~620, 1984.
- 17) 日本道路協会：道路示方書・同解説 (I・共通編), 丸善, 1980.

(1986年10月17日受付)