

土 木 研 究 所 資 料

第 1 5 3 4 号

橋梁活荷重の実態と設計安全率

昭和54年12月

建 設 省 土 木 研 究 所
構 造 橋 梁 部 橋 梁 研 究 室

ま え が き

道路橋の主げた、床版などの各種部材は、供用期間内に橋梁上を通行することが予想される最大の自動車荷重に対して安全となるように設計されなければならない。現行の道路橋示方書では、床版や縦げたなどの支間の短い部材の設計に対しては、車輛制度令に規定された最大の車輛をモデル化したT荷重を、また、主げたなどの支間の長い部材の設計に対しては、T荷重が連行して通行した状態をモデル化したL荷重を規定している。これらの荷重はほぼ最大荷重であるとして定められたものであるが、さらにこれらの荷重の変動に対処するために設計では適当な安全率を見込んでいる。

このように、橋梁部材は活荷重に対して十分な余裕を見込んで設計されているはずであるが、それにもかかわらず活荷重に起因すると思われる橋梁部材の破損が見受けられる。特に鉄筋コンクリート床版では、活荷重の繰り返し載荷による破損例が多い。これらの破損は、ひとつには繰り返し荷重に対する橋梁部材の破壊のメカニズムが十分に解明されていないことにも起因しているが、設計荷重を上回る過大な活荷重の存在も破損の大きな原因であると考えられる。すなわち、T荷重に対しては車輛制限令に違反した過積載などによって、またL荷重に対しては大型車輛が連行して渋滞した状態などによって設計活荷重を上回る活荷重が載荷され、活荷重に対する安全率は必ずしも一定に保たれていない。また現行の設計基準では、死荷重に対しても活荷重と同一の安全率を用いているが、橋梁によって、変動の大きさが異なる死荷重と活荷重との割合が異なるため、死荷重および活荷重に対する適切な安全率を求めることが必要である。

本報告では、国道上での活荷重の実態調査結果にもとづいて、供用期間に橋梁部材が受ける最大活荷重の大きさを推定し、橋梁設計において活荷重に対して見込むべき適切な安全率を明らかにするものである。

昭和54年12月

構造橋梁部 橋梁研究室

室 長	佐 伯 彰 一
研 究 員	金 井 道 夫
	笹 森 伸 博

目 次

○ ま え が き

1. 解析理論	1
1.1 検討の対象	1
1.2 安全率の取り方	1
1.3 荷重係数設計法による設計基準	2
1.4 信頼性解析の方法	2
(1) 2次モーメント法と破壊確率の対応	3
(2) 荷重係数設計基準への適用	4
1.5 極値理論	5
2. T荷重に対する荷重係数	7
2.1 概 要	7
2.2 T荷重に対する変動要因	7
2.3 T荷重に対する安全率の解析方法および結果	7
3. L荷重に対する荷重係数	17
3.1 概 要	17
3.2 渋滞回数	18
3.3 L荷重に対する安全率の解析方法および結果	22

○ あ と が き

○ 参 考 文 献

1. 解 析 理 論

1.1 検討の対象

本報告では、橋梁部材が供用期間（一般に50年間程度と言われている）に受けることが予想される最大活荷重の大きさを推定することを目的としているが、橋梁部材が破損する過程にはいろいろなものがあり、それによって対応する活荷重も異なる。橋梁部材の活荷重による破損は、大別して次の2つのプロセスが考えられる。

- 1) 供用期間に受ける最大活荷重が橋梁部材の耐荷力を上回る場合。
- 2) 活荷重の繰り返し载荷によって部材が疲労破壊する場合。

これらの2つのプロセスは、解析のためのデータおよび解析理論が異なる。本報告では、上記 1) のみを検討の対象とし、2) については別の機会に報告する。

活荷重には、衝撃の影響が伴うのが普通である。衝撃の影響は、衝撃係数として設計示方書の中に規定しているが、衝撃係数は活荷重の割増し係数といった意味あいも持っている。また、衝撃係数の取扱いはT荷重とL荷重で異なる。たとえば、T荷重については後で述べるように、衝撃係数は実際に意味をもち解析の中に反映されるが、L荷重に対しては、最大の荷重状態が渋滞時に生じるため、衝撃係数は単なる割増し係数としての意味をもつ。本報告における解析では、衝撃の影響も含めた活荷重に対する安全性の検討を行なっている。

1.2 安全率の取り方

橋梁を設計する場合、材料強度や荷重のばらつき、製作や構造解析の誤差などに対する余裕として安全率が規定されている。安全率の与え方には大きく分けて2つの方法がある。その1つは我国の現行道路橋示方書で規定されている許容応力度設計法である。許容応力度設計法では、材料強度、荷重の大きさ、製作誤差、解析誤差など構造物の安全性にかかわるすべての不確定要因に対して一括して安全率を規定している。このため、許容応力度設計法では、構造物の規模や型式などにより必ずしも一定の安全性が保たれているとは限らない。一例として、許容応力度設計法では死荷重と活荷重に対して同一の安全率を見込んでいるが、通常活荷重の変動は死荷重の変動よりはるかに大きく、活荷重の占める割合の大きい構造物では相対的に安全性が低下し、死荷重の占める割合の大きい構造物では相対的に安全性が高いことが指摘されている。

このような許容応力度設計法の問題点は、安全率を個々の不確定要因ごとに与えていくことによってある程度解決できる。たとえば前述の例では、死荷重と活荷重に対して別々の安全率を規定すればよい。このように、荷重、強度、解析誤差などの個々の不確定要因に対して安全率を与えるのが荷重係数設計法の考え方である。すなわち、荷重係数設計法を採用することにより、従来経験的に考えられてきた安全率の概念が明確化される。このため、荷重係数設計基準の策定にあたっては、安全率の決定に関して、明確な根拠が必要とされ、確率論にもとづいた信頼性理論がよく用いられる。

(8.1)

1.3 荷重係数設計法による設計基準

1.2で述べたように、荷重係数設計法は荷重や強度などの不確定要因に対し、安全率を個々に規定するものである。一例として死荷重と活荷重の組み合わせを考えた時、許容応力度設計法および荷重係数設計法による設計基準はそれぞれ次のように与えられる。

許容応力度設計法

$$R/\nu \geq D + (1+i)L \quad \dots\dots\dots (1.1)$$

荷重係数設計法

$$\varphi \cdot R \geq \gamma_o \cdot \{ \gamma_D \cdot D + \gamma_L \cdot (1+i)L \} \quad \dots\dots\dots (1.2)$$

ここに、

- R : 部材の耐荷力 (断面力で表示)
- D : 死荷重による断面力
- L : 活荷重による断面力
- i : 衝撃係数
- ν : 許容応力度設計法における安全率
- φ : 部材強度の変動に対して与えられる強度係数
- γ_o : 解析誤差に対して与えられる係数
- γ_D : 死荷重の変動に対して与えられる死荷重係数
- γ_L : 活荷重の変動に対して与えられる活荷重係数

(1.1)式、(1.2)式の比較により、許容応力度設計法において一括して与えられていた安全率 ν が、荷重係数設計法では、 R 、 D 、 L の不確定要因を個々に考慮して、それぞれ φ 、 γ_D 、 γ_L に分割して与えられ、さらに解析誤差による変動も独立に考慮していることが分かる。このために、荷重係数設計法では、それぞれの安全率を解析的に取扱うことが容易であり、また橋梁の規模や型式によらず一定の安全性を確保することができる。我国の道路橋示方書もこのようなことから荷重係数設計法を採用する方向にある。本報告の目的とするのは、(1.2)式における γ_L の値を活荷重の実態調査によるデータにもとづき、信頼性解析を用いて合理的に定めることであり、このことは橋梁の安全性・信頼性の上からきわめて重要であると考えられる。

1.4 信頼性解析の方法

荷重係数に関する解析を行なうための信頼性理論はいくつかあるが、¹⁾²⁾ 厳密な理論を橋梁の設計に適用するには困難が大きい。すなわち、厳密な理論を適用するためには精密な確率密度関数が必要とされるが、確率密度関数の端部の形状 (最大値を求めるためにはこの部分が重要である) を求めるのに十分な量のデータは得られていない。このため、近似理論として次に示すような式を基本とした2次モーメント法を用いる。^{3)~7)}

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad \dots\dots\dots (1.3)$$

あるいは、

$$\beta = \frac{\ln(\mu_R/\mu_S)}{\sqrt{V_R^2 + V_S^2}} \dots\dots\dots (1.4)$$

ここに,

μ_R, σ_R, V_R : 部材強度の分布形の平均値と標準偏差ならびに変動係数

μ_S, σ_S, V_S : 荷重による断面力の分布形の平均値と標準偏差ならびに変動係数

β : 信頼性指標 (信頼性のレベルを表わす。)

(1.3) 式および (1.4) 式を見れば明らかなように, 2次モーメント法では分布形の概念は用いず, 分布形の特徴を表わす指標として平均値と標準偏差のみを用いて求められる信頼性指標 β を用いて信頼性を評価する。したがって, 2次モーメント法では分布形の概念は入っていない。信頼性指標 β は, 厳密な信頼性理論によって求められる破壊確率に対応するものであり, β の値が大きいほど信頼性が高いと判定される。

このように, 2次モーメント法は近似理論であり, 精度は必ずしも高いとは言えないが, 分布形に関する情報が得られれば破壊確率と対応させることも可能であり, また荷重係数設計法との対応も容易である。以下に, これらの概要について述べる。

(1) 2次モーメント法と破壊確率の対応

2次モーメント法では, 分布形の概念を用いていないため, 2次モーメント法における設計基準を破壊確率と対応づけることは本質的な意味を持たない。しかし, 逆に2次モーメント法においても仮に分布形に関する正確な情報が得られれば, 破壊確率との対応をつけることは容易である。

たとえば, (1.3) 式の右辺は部材強度の分布 R および荷重の分布 S が正規分布であると仮定すれば標準正規分布にあてはまる。よって, 破壊確率 P_F すなわち荷重強度が部材強度を上回る確率と信頼性指標 β は次式によって対応づけられる。

$$\beta = \Phi^{-1}(1 - P_F) \dots\dots\dots (1.5)$$

ここで, $\Phi(x)$ は次式で与えられ, 標準正規分布の表として数表にも与えられている。

$$\Phi(x) = \int_{-\infty}^x \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{x^2}{2}} dx \dots\dots\dots (1.6)$$

この場合, β と P_F との対応の1例を示すと表-1.1 のようになる。

表-1.1 β と P_F の対応

β	P_F
1	0.159
2	0.228×10^{-1}
3	0.135×10^{-2}
4	0.317×10^{-4}
5	0.287×10^{-6}
6	0.987×10^{-9}
7	0.128×10^{-11}

また, R と S がともに対数正規分布にしたがう場合は, (1.4) 式の右辺は常に正規分布にしたがう。したがって, (1.5) 式により β と P_F の対応を図ることが可能である。すなわち (1.3) 式は正規分布を, (1.4) 式は対数正規分布を基本的に想定している。 R および S が他の分布形にあてはまる場合にももちろん (1.3) 式および (1.4) 式は適用できる。この場合, (β と P_F の対応関係は分布形によってある程度の

変動は生じるものの、信頼性指標 β によって破壊確率をかなりの精度で推定することは可能である。

(2) 荷重係数設計基準への適用

2次モーメント法による基準式として(1.4)式を用いる。まず、次式で示されるように荷重が1つの場合の、強度係数および荷重係数を2次モーメント法基準式より求める。

$$\varphi \cdot \mu_R \geq \gamma_0 \cdot \mu_S \quad \dots\dots\dots (1.7)$$

安全率を ν とすると次式を得る。

$$\nu = \gamma_0 / \varphi \quad \dots\dots\dots (1.8)$$

一方、(1.4)式より安全率 ν を求めると次式を得る

$$\nu = \mu_R / \mu_S = \exp(\beta \cdot \sqrt{V_R^2 + V_S^2}) \quad \dots\dots\dots (1.9)$$

(1.8)式と(1.9)式を比較すると、(1.9)式の右辺が V_R で表わされ項と V_S で表わされる項に分けられれば、それぞれ V_R, V_S のみを説明変数とする φ および γ_0 を定式化することができる。そこで次の近似式を用いる。

$$\sqrt{V_R^2 + V_S^2} \approx 0.75 (V_R + V_S) \quad \dots\dots\dots (1.10)$$

(1.10)式は、 V_R と V_S の比がそれ程大きくない時にはきわめて正確である。(1.8)式と(1.9)式の右辺を等しいとおき、(1.10)式を適用すれば、

$$\begin{aligned} \gamma_0 / \varphi &= \exp(\beta \cdot \sqrt{V_R^2 + V_S^2}) \\ &= e^{0.75 \cdot \beta \cdot V_R} \cdot e^{0.75 \cdot \beta \cdot V_S} \quad \dots\dots\dots (1.11) \end{aligned}$$

よって、 φ および γ_0 をそれぞれ次のように定式化することができる。

$$\begin{cases} \varphi = e^{-0.75 \cdot \beta \cdot V_R} \\ \gamma_0 = e^{0.75 \cdot \beta \cdot V_S} \end{cases} \quad \dots\dots\dots (1.12)$$

(1.12)式により、信頼性のレベルとしての β の値が与えられ、 V_R および V_S の値がデータより得られれば、(1.7)式に対する強度係数および荷重係数の値を計算することが可能である。

次に、次式で示されるように S が多くの荷重の和で与えられている場合を考える。

$$\varphi \cdot \mu_R \geq \gamma_1 \cdot \mu_{S1} + \gamma_2 \cdot \mu_{S2} + \dots\dots\dots + \gamma_n \cdot \mu_{Sn} \quad \dots\dots\dots (1.13)$$

このような荷重係数を求めるためには、次式が成立するような α の値を繰り返し計算によって求める必要がある。

$$\begin{aligned} &(\mu_{S1} + \mu_{S2} + \dots\dots\dots + \mu_{Sn}) \cdot e^{0.75 \cdot \beta \cdot V_S} \\ &= \mu_{S1} \cdot e^{0.75 \cdot \beta \cdot V_{S1} \cdot \alpha} + \mu_{S2} \cdot e^{0.75 \cdot \beta \cdot V_{S2} \cdot \alpha} + \dots\dots\dots + \mu_{Sn} \cdot e^{0.75 \cdot \beta \cdot V_{Sn} \cdot \alpha} \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (1.14)$$

(1.14)式の α の値を求めることにより、個々の荷重係数の値は、

$$\gamma_i = e^{0.75 \cdot \beta \cdot V_{Si} \cdot \alpha} \quad \dots\dots\dots (1.15)$$

により求めることができる。たとえば、 S が死荷重 D と活荷重 L の2変数の和で表わされるときは(1.10)式と同様に、 $\alpha = 0.75$ を用いることが近似的に可能である。したがって、 S が D と L の和で表わされる時の設計基準および強度係数、荷重係数の値はそれぞれ次式により与えることができる。

$$\varphi \cdot \mu_R \geq \gamma_0 \cdot (\gamma_D \cdot \mu_D + \gamma_L \cdot \mu_L) \quad \dots\dots\dots (1.16)$$

$$\varphi = e^{-0.75 \cdot \beta \cdot v_R} \dots\dots\dots (1.17)$$

$$\gamma_D = e^{0.55 \cdot \beta \cdot v_D} \dots\dots\dots (1.18)$$

$$\gamma_L = e^{0.55 \cdot \beta \cdot v_L} \dots\dots\dots (1.19)$$

設計基準は必ずしも (1.16) 式のように平均値で表示されないことが多い。この場合、設計に用いる特性値を * 印をつけて表わすと設計基準および強度係数、荷重係数は次のように表わされる。

$$\varphi \cdot R^* \geq \gamma_o \cdot (\gamma_D \cdot D^* + \gamma_L \cdot L^*) \dots\dots\dots (1.20)$$

$$\varphi = \frac{\mu_R}{R^*} e^{-0.75 \cdot \beta \cdot v_S} \dots\dots\dots (1.21)$$

$$\gamma_D = \frac{\mu_D}{D^*} e^{0.55 \cdot \beta \cdot v_D} \dots\dots\dots (1.22)$$

$$\gamma_L = \frac{\mu_L}{L^*} e^{0.55 \cdot \beta \cdot v_L} \dots\dots\dots (1.23)$$

本報告で行なう荷重係数の解析は、(1.20) 式を基準として行なう。

1.5 極 値 理 論

活荷重に対する適切な安全率を決定するためには、供用期間に生じる最大の活荷重の大きさを推定する必要がある。すなわち、前述の (1.23) 式で活荷重係数を求める場合の μ_L および V_L は、供用期間中の最大活荷重に対する値でなければならない。供用期間に相当する長い年月に渡るような活荷重のデータが得られる場合は、この推定はそれ程困難なく行なうことができる。しかしながら、現実にはそれ程多くのデータを得ることは不可能であり、少ないデータから最大値を予測する必要がある。このために用いられるのが極値理論である。ここでは極値理論の概要について述べる。

極値理論とは、1 回の試行に対するある変数の分布形と試行回数 that 得られた時に、試行回数の中で変数を取りうる最大値を求める理論である。しかしながら、実際にはこの最大値はある変動を持った分布形で与えられ、その分布を極値分布という。

1 回の試行に対する変数 t の分布形の確率密度関数を $f(t)$ 、累積確率密度関数を $G(t)$ とすると、 n 回の試行回数の中の最大値の分布の確率密度関数 $h(t)$ および累積確率密度関数 $H(t)$ はそれぞれ次式で与えられる。⁸⁾

$$h(t) = n \{ G(t) \}^{n-1} f(t) \dots\dots\dots (1.24)$$

$$H(t) = \{ G(t) \}^n \dots\dots\dots (1.25)$$

最大値のモード (最頻値) を u で表わすと、 u は方程式

$$h'(t) = 0 \dots\dots\dots (1.26)$$

の根である。(1.24) 式を (1.26) 式に代入することにより次式を得る。

$$(n-1) \frac{f(u)}{G(u)} = - \frac{f'(u)}{f(u)} \dots\dots\dots (1.27)$$

t が十分大きいときは、ロピタルの定理から次の近似式を得る。

$$\frac{g(t)}{1-G(t)} \sim -\frac{g'(t)}{g(t)} \dots\dots\dots (1.28)$$

よって、(1.27) 式および (1.28) 式から

$$G(u) = 1 - \frac{1}{n} \dots\dots\dots (1.29)$$

すなわち、 n が十分大きければ近似的に、最大値の分布 $h(t)$ のモード u は分布 $g(t)$ の 100 $(1-1/n)$ パーセント点となる。

$\ln \{1-G(t)\}$ を $t=u$ の近くでテーラ-展開すると

$$\begin{aligned} \ln \{1-G(t)\} &= \ln \{1-G(u)\} - \frac{g(u)}{1-G(u)} (t-u) \\ &\quad - \left[\frac{g'(t) \{1-G(u)\} + \{g(t)\}^2}{2 \{1-G(u)\}^2} \right]_{t=u+\epsilon} (t-u)^2 \dots\dots\dots (1.30) \end{aligned}$$

(1.30) 式の右辺第 3 項は剰余項であり、 $|\epsilon|$ は十分小さい値である。 n が十分大きければ、(1.28) 式が成り立つから、(1.30) 式の右辺第 3 項は零となり、さらに (1.29) 式を代入すると結局 (1.30) 式は次式のようになる。

$$\ln \{1-G(t)\} = -\ln(n) - \alpha (t-u) \dots\dots\dots (1.31)$$

ここに、

$$\alpha \equiv n \cdot g(u) = \frac{g(u)}{1-G(u)} \dots\dots\dots (1.32)$$

(1.31) 式から $G(t)$ および $g(t)$ を求め、(1.24) 式に代入し、さらに

$$\lim_{n \rightarrow \infty} \left\{ 1 - \frac{1}{n} e^{-\alpha(t-u)} \right\}^n = \exp \left\{ -e^{-\alpha(t-u)} \right\} \dots\dots\dots (1.33)$$

であることを用いれば、試行回数が n の場合の最大値の分布 $h(t)$ の漸近分布、すなわち極値分布は次式のようになる。

$$f(t) = \alpha \cdot \exp \left\{ -\alpha(t-u) - e^{-\alpha(t-u)} \right\} \dots\dots\dots (1.34)$$

ここに、

$$u = \{ \text{分布 } g(t) \text{ の } 100 (1-1/n) \text{ パーセント点} \}$$

$$\alpha = n g(u)$$

また、この極値分布の平均値 μ と標準偏差 σ は次式で与えられる。

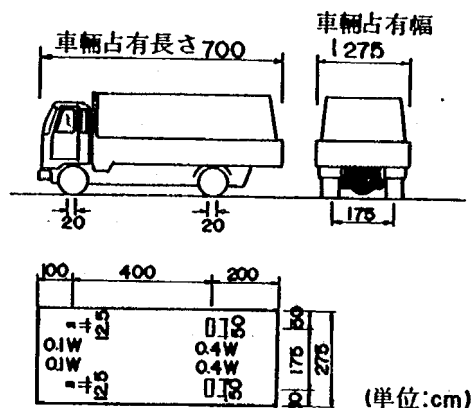
$$\mu = u + \frac{0.577215}{\alpha} \dots\dots\dots (1.35)$$

$$\sigma = \frac{\pi}{\sqrt{6 \cdot \alpha}} \dots\dots\dots (1.36)$$

2. T 荷重に対する荷重係数

2.1 概 要

床版や縦げたなどの支間の短い橋梁部材の設計は、車輛 1 台が部材上に載荷された状態で決定される。このような場合に用いられる設計活荷重が T 荷重であり、車輛制限令の規定（総重量 20 t、軸重 10 t）を満たす最大の車輛をモデル化して図 - 2.1 のように規定されている。車輛制限令に規定されている最大軸重が 10 t であるのに対して、T 荷重の後軸重が 16 t と規定されているのは、総重量が 20 t に近い車輛はほとんど後軸が 2 軸であり、後軸の 2 軸で総重量のほとんどを負担していることから、この後軸 2 軸が橋梁部材に与える影響を 1 軸にモデル化したためである。したがって、T 荷重は軸重 16 t の車輛の存在を認めるものではない。



橋の等級	荷 重	総荷重 W (t)	前輪荷重 $0.1W$ (kg)	後輪荷重 $0.4W$ (kg)	前輪輪帯幅 b_1 (cm)	後輪輪帯幅 b_2 (cm)	車輪接地長 a (cm)
1 等橋	T-20	20	2,000	8,000	12.5	50	20
2 等橋	T-14	14	1,400	5,600	12.5	50	20

図 - 2.1 設計 T 荷重

このように、T 荷重は車輛制限令に基づいて規定されているわけであるが、実際に橋梁上を通行している車輛の中には車輛制限令をかなり上回って載荷している車輛も多い。このため、橋梁の供用期間内に通行する可能性のある最大の荷重は実態調査に基づいて決めるのが適當である。しかしながら、供用期間内最大の活荷重を直接決定するほどの多数の実測値は得られていないため、いくつかの仮定に基づいて最大の活荷重を求めた。すなわち、実態調査に基づいて輪重の分布形を求めたのち、考えられるいくつかの変動要因によって修正を加え、極値理論により橋梁の供用期間内最大の活荷重を求めた。以下、活荷重の変動要因と、活荷重係数の求め方およびその結果について述べる。

2.2 T 荷重に対する変動要因

橋梁部材の設計においては、上で述べた設計活荷重にさらに衝撃の影響を考慮している。衝撃係数は現行の道路橋示方書に次のように定められている。

$$i = \frac{20}{50 + L} \quad \dots \dots \dots (2.1)$$

ここに、 L は部材のスパンである。

このように定められた衝撃を含む設計活荷重に対して実際の活荷重が変動する要因としては、次のようなものがあげられる。

1) 軸重の変動

2) 車輛諸元の変動

3) 衝撃係数の変動

4) 車輛走行位置の変動

5) その他の要因による変動

以下、それぞれの要因について分析する。

1) 軸重の変動

昭和49年度から昭和51年度にかけて全国の国道上93地点で測定されたものでこれらの集計値および累積確率を表-2.1に示す。データのサンプル数は約3,000,000である。軸重は年度および地点によりその特性がかなり変動すると考えられるが、実務上は年度別、地点別に設計活荷重もしくは荷重係数を定めることは現実的でないため、今回の解析でも全国集計値に基づいて解析を行なっている。

表-2.1 軸重分布(国道上)

軸重(t)	累積観測数	累積確率
2	1,959,513	0.7221
4	2,260,927	0.8332
6	2,466,885	0.9091
8	2,579,251	0.9505
10	2,640,448	0.9731
12	2,676,613	0.9864
14	2,696,425	0.9937
16	2,706,006	0.9972
18	2,710,482	0.9989
20	2,712,356	0.9996
24	2,713,258	0.9999
28	2,713,521	1.0000
32	2,713,522	1.0000

表-2.1に示されているように、車輛制限令では

10tまでしか許容されていない軸重が、国道上では28tを越えるものが観測されている。T荷重によって設計される支間の短い部材は、支間の長い部材と異なり、応力が車輛1台の重量に直接対応するため、上記のような過積載の実態が改善されない以上T荷重に対する安全率として大きな値が必要とされることは明らかであろう。

2) 車輛諸元の変動

車輛が2軸車であるか3軸車であるかによって、また各軸距がいくらであるかによって活荷重の橋梁部材への影響は変動する。軸重計の記録からは軸数および軸距についての情報が得られないため、実態調査の結果から、軸重に対応した軸数および軸距を仮定した。すなわち、3軸車の後2軸の軸距は1.3mを仮定し、また軸重20t以上もしくは4t以下の車輛はすべて2軸車、それ以外の車輛は2軸車と3軸車が等しい確率で混入しているものとした。

3) 衝撃係数の変動

長スパンの橋梁の衝撃係数は、荷重の大きさ自体が変動する移動荷重による橋梁の動的応答の問題として考えることができる。しかしながら、短支間の橋梁部材の衝撃係数は、車輛がきわめて短時間に部材上を通過してしまうため応答自体が十分生じないという問題があり、このような問題を理論的に取扱うことは困難である。短スパンの橋梁部材の衝撃係数は、部材の型式、走行速度および路面の不整によって影響されることが予想されるが、衝撃係数の平均値は、路面の不整がひどく車輛荷重が衝撃的に載荷される場合を除き、ほぼ0であることが実験的に確かめられている。これは、応答時間がきわめて短い短支間の橋梁部材の衝撃係数の特徴であると思われる。

短支間の橋梁部材の衝撃係数は平均的には0であるが、路面の不整や走行速度などにより変動が大きく、標準偏差は通常の路面状態に対して約10%である。設計で考慮する衝撃係数は、上記の衝撃係数の変動に対する余裕であると考えることができる。

4) 走行位置の変動

1本主げたの構造を考えた場合、荷重はすべて1本の主げたで受けもたれるため、車輛の走行位置は荷重強度に影響しない。しかし、多主げたの構造の場合は、荷重の載荷位置が考えている主げたの直上をはずれた場合、荷重は他の主げたによっても分担されることになり、考えている主げたに対しては荷重強度はそれだけ低減される。したがって、多主げた構造に対しては、T荷重に対する安全率を低減させることができる。また、版の場合も載荷位置によって最大曲げモーメントは異なり、載荷位置が絶対最大曲げモーメントの生じる位置からずれた時、荷重強度が低減したと同様の意味を持ち安全率を低減させることができる。

国道上での実測によると、車輛の走行位置の変動の標準偏差は約30cmである。本報告では走行位置のずれに対して影響線により低減係数を求め、走行位置の変動の標準偏差としては上記の30cmを採用して安全率の検討を行なった。また、対象とした構造型式は次の5ケースである。

- ケース1 支間5mの1本主げた
- ケース2 支間10mの1本主げた
- ケース3 支間5mの多主げた
- ケース4 支間10mの多主げた
- ケース5 支間2.5mの床版

5) その他の要因による変動

その他の要因、すなわち載荷の偏心、制動その他の影響については定量的に把握しにくいいため、最終段階での安全率の評価で配慮する。具体的には、最終段階で変動係数に5%を追加する。

2.3 T荷重に対する安全率の解析方法および結果

T荷重に対する安全率を合理的に定めるためには、上記の変動要因を考慮して供用期間の最大活荷重を推定する必要がある。このためには、まず上記の変動要因を考慮した活荷重の分布形を求めなければならない。この場合、変動要因が多いためシミュレーションによる方法が有効である。すなわち乱数を発生させることにより車輛1台ごとの軸重、車輛諸元、衝撃係数および走行位置による低減係数を求め、その車輛による断面力（曲げモーメントを対象とした）を設計T荷重による曲げモーメントと比較する。この過程を数多く繰り返すことにより、橋梁部材が実際に受ける活荷重特性が再現できると考えられる。T荷重に対するシミュレーションの過程を図-2.2に示す。

図-2.2に示したシミュレーションを十分安定した結果を得るために10,000,000回繰り返し、ケース1～ケース5の構造型式について活荷重の分布特性を調べた。結果は、設計T荷重に対する比として、図-2.3(1)～(5)に示した。それぞれの図にはシミュレーションの結果を、正規、対数正規、指数ならびにワイブル確率紙⁹⁾にプロットしてある。分布特性が正規、対数正規、指数ならびにワイブル分布に一致する場合に、それぞれのプロットは図の上で直線で表わされる。たとえば、図-2.3の正規確率紙上の実線は、縦軸は①の普通目盛（活荷重の設計T荷重に対する比）、横軸は③の正規確率変数 α （たとえば $\alpha=1$ は累積確率0.84、 $\alpha=2$ は累積確率0.98等以下 α が大きくなる程大きな累積確率に対応する）に対してプロットしたものである。つまり、分布が正規分布にしたがう場合には、実線は直線となる。他の分布形の

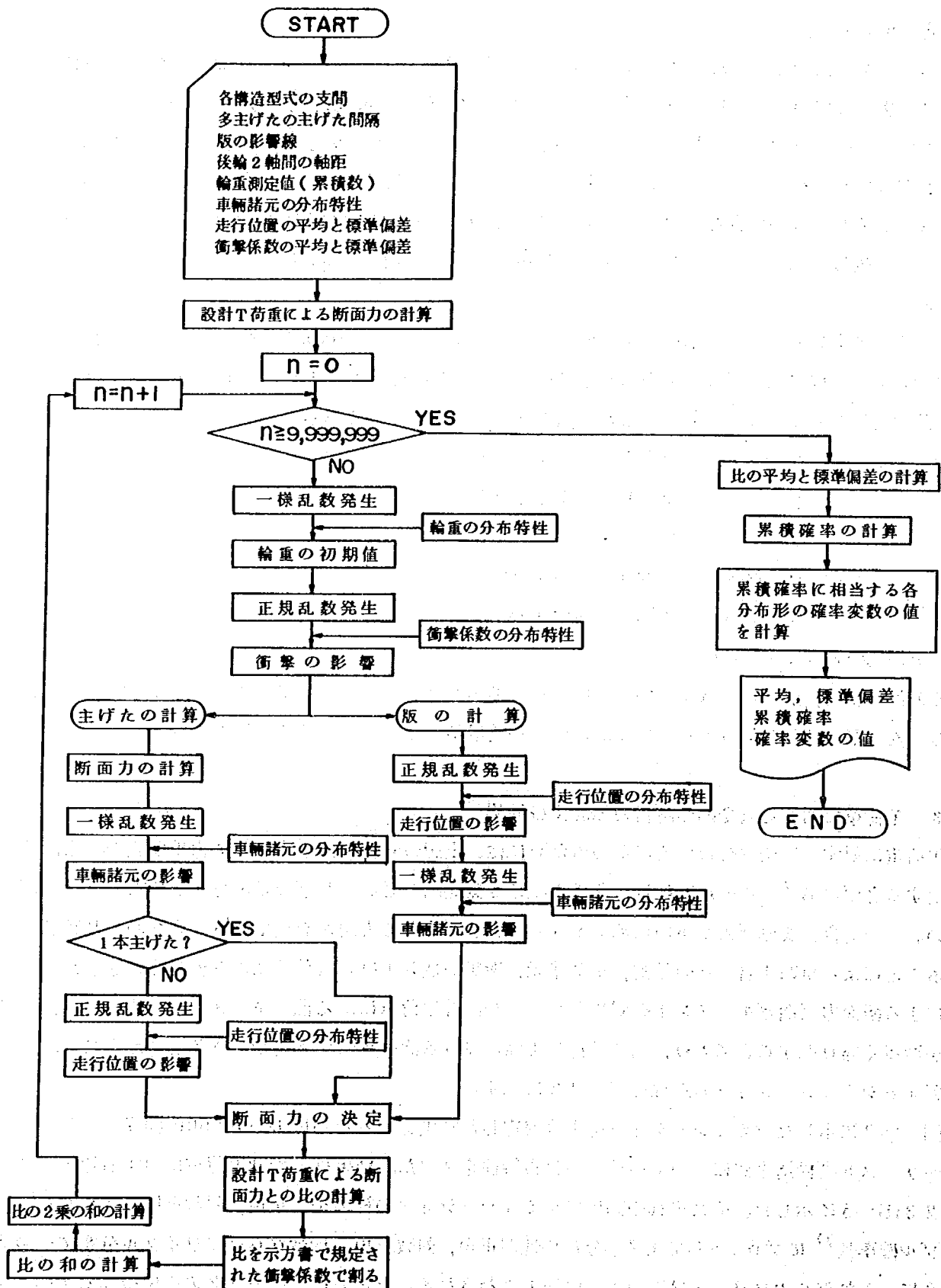


図-2.2 T荷重に対する活荷重シミュレーションプログラム

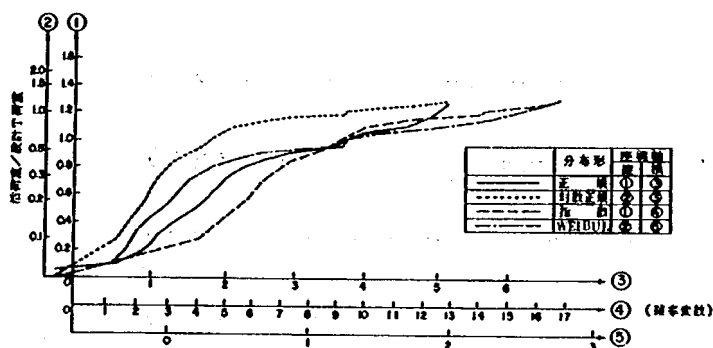


図-2.3(1) 活荷重分布 (T荷重, 1本主げた, スパン5m)

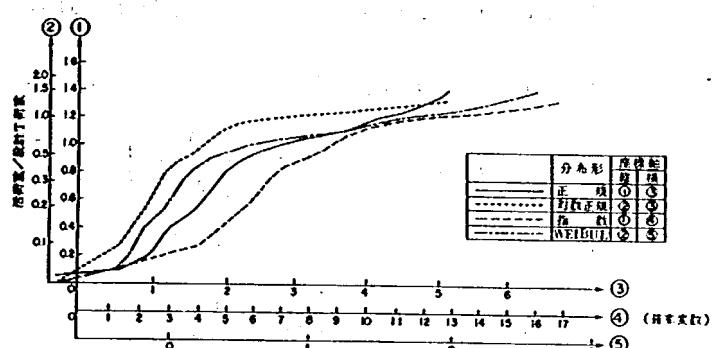


図-2.3(2) 活荷重分布 (T荷重, 1本主げた, スパン10m)

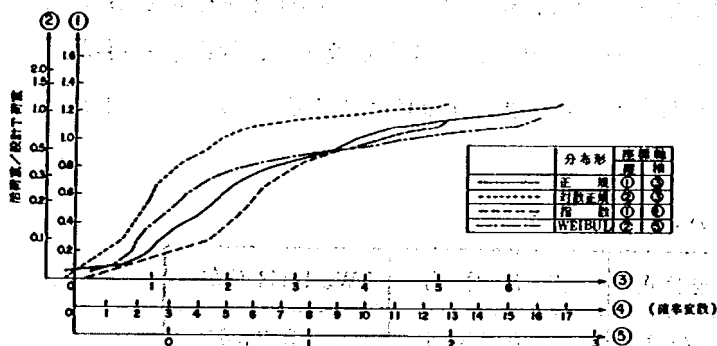


図-2.3(3) 活荷重分布 (T荷重, 多主げた, スパン5m)

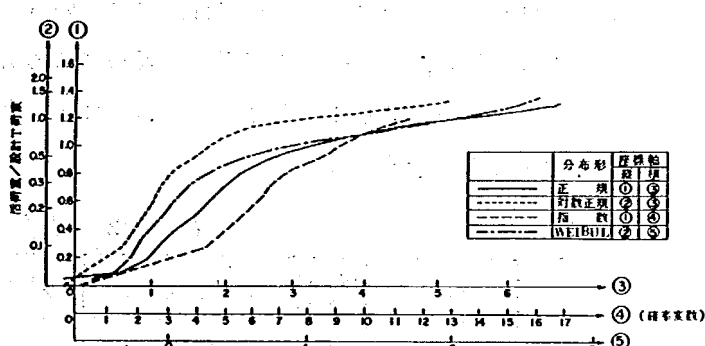


図-2.3(4) 活荷重分布 (T荷重, 多主げた, スパン10m)

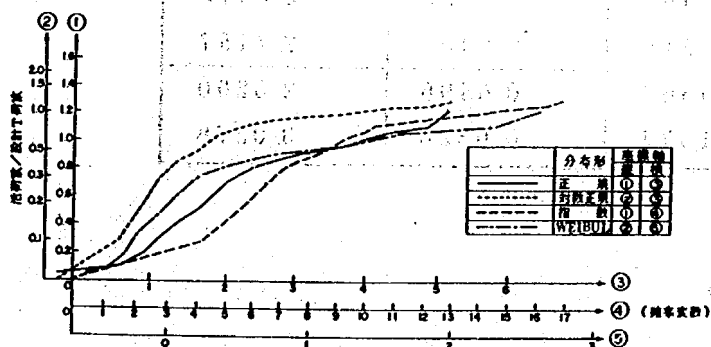


図-2.3(5) 活荷重分布 (T荷重, 床版, スパン2.5m)

確率紙に対応する縦軸と横軸は、図-3.2の中に表として与えてある。縦軸①は上で述べた普通目盛であり、②は対数目盛（活荷重の設計T荷重に対する比の対数）である。また、横軸③～⑥はそれぞれの分布形に対する確率変動 α であり、次式で与えられる。

$$\text{横軸③} \quad \alpha = \phi^{-1}(t) \quad \dots\dots\dots (2.2)$$

$$\text{ただし} \quad \phi(t) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^t e^{-\frac{t^2}{2}} dt \quad \dots\dots\dots (2.3)$$

$$\text{横軸④} \quad \alpha = -\ln \{1 - F(t)\} \quad \dots\dots\dots (2.4)$$

$$\text{横軸⑤} \quad \alpha = \ln \left\{ \ln \frac{1}{1 - F(t)} \right\} \quad \dots\dots\dots (2.5)$$

ここに、 $F(t)$ は累積確率密度関数である。

図-2.3に示されるように、各プロットは全体的には直線性を示さないが、横軸の変数の値が大きい領域ではすべて直線を示し、どの分布形が最も適当であるかを判定することは困難である。また供用期間の最大値を推定するためには、大きな累積確率に対応するグラフの直線部分が重要である。そこで、ケース1からケース5について、それぞれ直線部分のみの関数形を用いて、供用期間最大の活荷重を推定することにする。なお、各確率紙上で直線で表わされる分布形のパラメーターは、確率変数が0に対応する縦軸の値を a 、確率変数が1に対応する縦軸の値と a との差を b とすれば次のように示される。また、表-2.2に a および b の値を示す。

表-2.2 分布形のパラメーター

構造型式	パラメーター	正規分布	対数正規分布	指数分布	Weibull分布
CASE-1	a	0.4360	-0.5701	0.6381	2.2380
	b	0.1493	0.1482	0.0366	2.8315
CASE-2	a	0.5197	-0.4265	0.7361	1.8617
	b	0.1626	0.1436	0.0402	2.9775
CASE-3	a	0.4232	-0.6042	0.6252	2.4260
	b	0.1362	0.1412	0.0321	2.9066
CASE-4	a	0.4404	-0.5085	0.6832	2.0418
	b	0.1682	0.1518	0.0402	2.7157
CASE-5	a	0.4601	-0.5562	0.6496	2.3200
	b	0.1357	0.1377	0.0328	3.0278

○ 正規確率紙

平均 $\mu = a$, 標準偏差 $\sigma = b$

ただし、分布形は次式で与えられる。

$$f(t) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{t-u}{\sigma} \right)^2 \right] \quad \dots\dots\dots (2.6)$$

○ 対数正規確率紙

$$\lambda = a, \quad \zeta = b \quad (a, b \text{ は対数目盛の読み})$$

ただし、分布形は次式で与えられる。

$$f(t) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\zeta t}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln t - \lambda}{\zeta} \right)^2 \right] \quad \dots\dots\dots (2.7)$$

○ 指数確率紙

$$a = a, \quad \lambda = 1/b$$

ただし、分布形は次式で与えられる。

$$f(t) = \lambda \cdot e^{-\lambda(t-a)} \quad \dots\dots\dots (2.8)$$

○ Weibull 確率紙

$$\ln \lambda = a, \quad m = b \quad (a, b \text{ は対数目盛の読み})$$

ただし、分布形は次式で与えられる。

$$f(t) = \lambda m t^{m-1} e^{-\lambda t^m} \quad \dots\dots\dots (2.9)$$

以上により、図-2.3に示された分布形の直線部分の関数形と、1.5節で述べた極値理論に基づいて、供用期間最大の活荷重（設計T荷重との比で表わされる）の平均値と標準偏差を求めることができる。なお、(1.34)式に示した極値分布のパラメータ u および α は、各分布形に対して次式で表わされる。

○ 正規分布

$$u = \mu + \sigma \cdot t_0 \quad \dots\dots\dots (2.10)$$

$$\alpha = n \cdot \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp \left(-\frac{1}{2} t_0^2 \right) \quad \dots\dots\dots (2.11)$$

ここに、

t_0 : 標準正規分布における 100 (1 - 1/n) パーセント点

n : 橋梁の供用期間内における 1 車線当たりの交通量

○ 対数正規分布

$$u = \exp (\lambda + \zeta \cdot t_0) \quad \dots\dots\dots (2.12)$$

$$\alpha = \gamma \cdot \frac{1}{\sqrt{2\pi\zeta u}} \exp \left(-\frac{1}{2} t_0^2 \right) \quad \dots\dots\dots (2.13)$$

○ 指数分布

$$u = a + \frac{1}{\lambda} \ln n \quad \dots\dots\dots (2.14)$$

$$\alpha = n\lambda \exp [-\lambda(u-a)] \quad \dots\dots\dots (2.15)$$

○ Weibull 分布

$$u = \left(\frac{\ln n}{\lambda} \right)^{1/m} \quad \dots\dots\dots (2.16)$$

$$\alpha = n\lambda m u^{m-1} \exp (-\lambda u^m) \quad \dots\dots\dots (2.17)$$

活荷重係数 γ_L は、以上の極値理論によって求められた供用期間の最大荷重の平均値および変動係数を (1.23) 式に代入することによって求めることができる。この場合、荷重の組み合わせとしては、死荷重と活荷重の組み合わせを考慮している。また、信頼性指標 β の値としては、 $\beta=3.0$ を仮定した。 $\beta=3.0$ は、分布形にもよるが、超過確率約 0.001 に相当すると考えることができ、キャリブレーションによれば、現行の道路橋示方書に与えられている安全率は平均的に $\beta=3.0$ に相当すると考えられる。

ケース 1 からケース 5 について求めた活荷重係数の値を、1 車線当たりの日交通量をパラメーターとして表 - 2.3 および図 - 2.4 に示す。

表 - 2.3 T 荷重に対する荷重係数

日交通量(台) 分布形		Case-1	Case-2	Case-3	Case-4	Case-5
正規分布	100	1.322	1.488	1.234	1.435	1.270
	1,000	1.387	1.559	1.293	1.508	1.329
	10,000	1.448	1.625	1.348	1.576	1.385
対数正規分布	100	1.337	1.506	1.244	1.449	1.281
	1,000	1.419	1.595	1.317	1.540	1.354
	10,000	1.500	1.684	1.389	1.631	1.427
指数分布	100	1.346	1.516	1.250	1.459	1.289
	1,000	1.436	1.614	1.329	1.558	1.370
	10,000	1.526	1.713	1.408	1.657	1.451
Weibull 分布	100	1.320	1.483	1.231	1.432	1.268
	1,000	1.381	1.548	1.287	1.501	1.323
	10,000	1.438	1.609	1.338	1.565	1.374

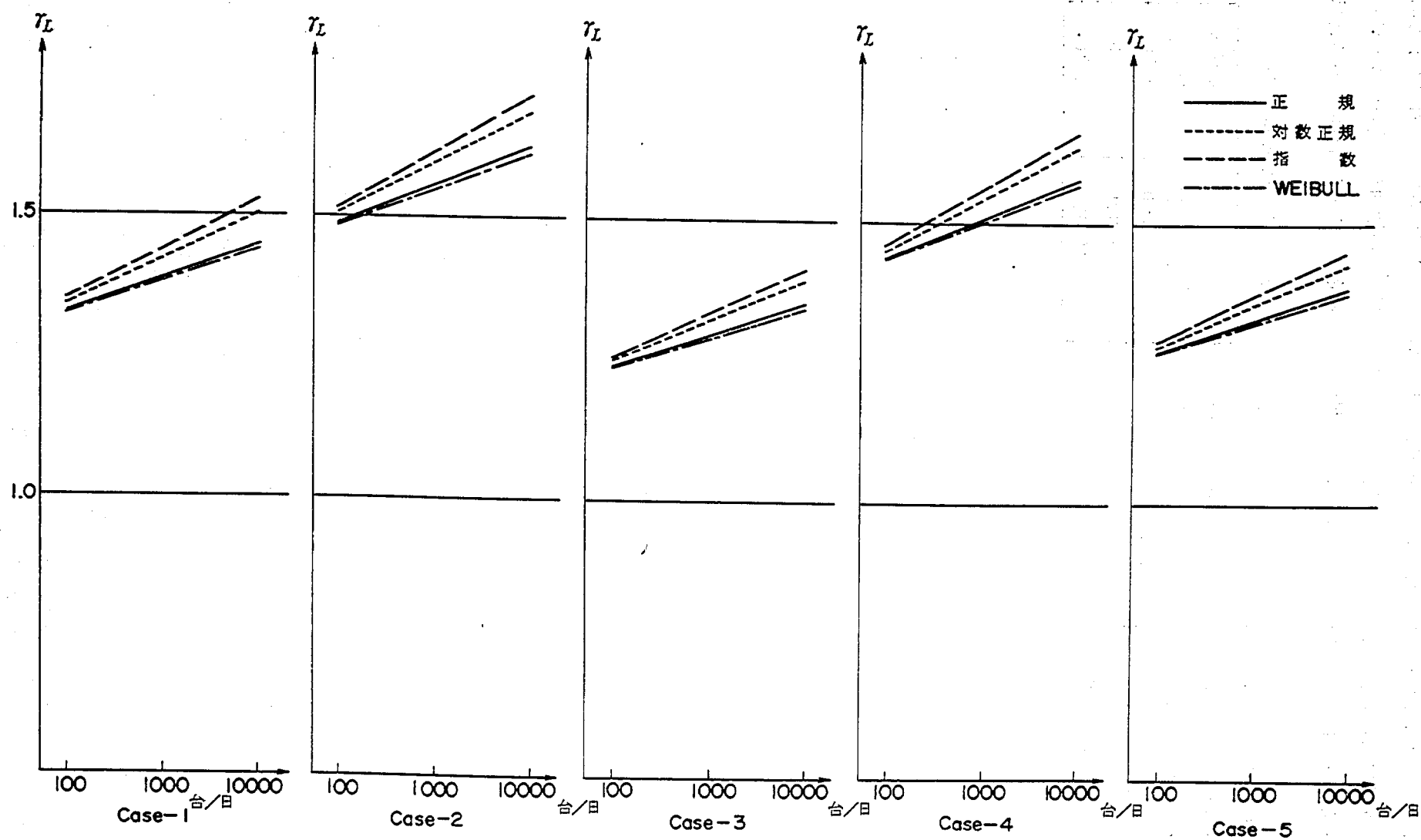


图-2.4 活荷重系数 (T荷重)

図に示されるように、活荷重係数の値は仮定した分布形に対してあまり敏感ではないが、対象とする部材の種類および交通量に対してかなり敏感に変動する。すべての部材に対して包括的な活荷重係数を与えようとする場合・表-2.4に示すように安全率を日交通量の関数として規定することが合理的であると思われる。

この数値は、一般国道上の橋梁に対して適用できるものであって、交通特性の異なる橋梁に対しては若干の補正が必要であると思われる。たとえば、対象とする橋梁を通行する車輛の輪重分布が推定できる場合は、上記と同様の過程を繰り返すことにより適切な荷重係数の値を求めることが可能である。

表-2.4 活荷重係数

日交通量 (台/日・車線)	活荷重係数 γ_L
100	1.50
1,000	1.65
10,000	1.80

3. L 荷重に対する荷重係数

3.1 概 要

主げたなどの支間の長い橋梁部材に生じる断面力は、自動車一台のみでなく、自動車列が载荷された状態で決定される。このような場合に用いられる設計活荷重がL荷重であり、図-3.1(a)のようにT荷重を連行させた自動車列荷重を基本として、図-3.1(b)に示したような1本の線荷重と等分布荷重の組み合わせに置き換えて設計L荷重として規定されている。

このように、L荷重もT荷重と同様に車輛制限令に基づいて規定されているわけであるが、実際に橋梁上に载荷される自動車列荷重には設計L荷重を上回る可能性もあり、橋梁の供用期間最大の自動車列荷重を知る必要がある。自動車列荷重を支配する要因には、車輛の諸元、重量ならびに車頭間隔などがあるが、これらは路線や走行状態などによって異なり、橋梁に生じる断面力をすべての場合にわたって再現することは容易ではない。しかしながら、今回の目的が橋梁の供用期間最大の断面力を求めることであるので問題はかなり簡略化される。す

なわち、次の2つの状態について考えれば十分である。

1) 車輛が橋梁上で完全渋滞している場合。このとき、衝撃の影響は考えない。

2) 車輛が走行に必要十分な車間距離をとって走行している場合。このとき、衝撃の影響は考える。

この2つの状態による断面力を比較した場合、1)による断面力の方が大きいことが実態調査により明らかにされている。¹⁰⁾¹¹⁾したがって供用期間内最大の断面力を得るためには、1)の場合のみを考えればよいことになる。

本報告では、1車線の道路を考え、40m、80m、120mの3つの支間を例にとって完全渋滞の状態を電子計算機に

よってシミュレートして断面力を算定し、供用期間中の最大

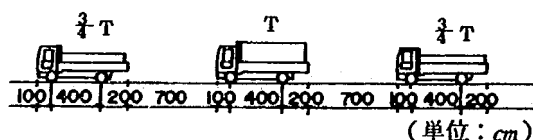
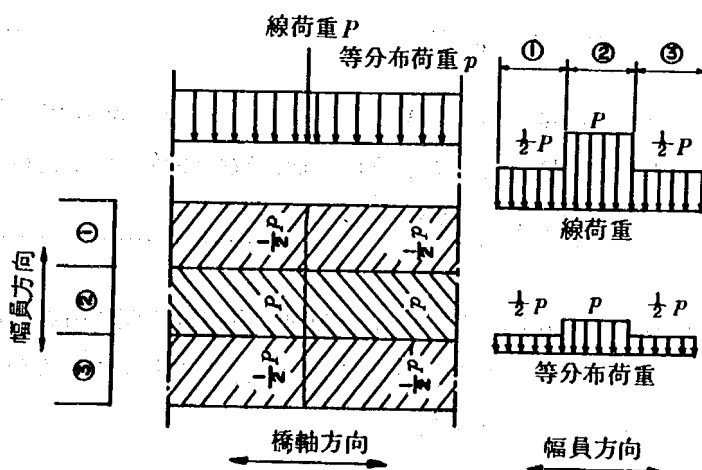


図-3.1(a) 連行自動車列荷重



橋の等級	荷 重	主 載 荷 荷 重 （ 幅 5.5 m ）			従 載 荷 荷 重
		線 荷 重	等 分 布 荷 重 P （ kg/m^2 ）		主 載 荷 荷 重 の 50%
		P (kg/m)	$L \leq 80$	$L > 80$	
1 等 橋	L-20	5,000	350	$430 - L$ ただし800以上とする	1 等 橋 の 70%
2 等 橋	L-14				

L: 支間 (m)

断面力を極値理論により推定し活荷重係数を求めた。以下その過程について述べる。

3.2 渋滞回数

1.5 節の極値理論の概要のところでも述べたように、橋梁の供用期間最大の断面力を求めるためには橋梁に作用する自動車列荷重の回数が必要である。今回の解析では完全渋滞状態のみを対象としているので、次に述べるような条件の基に完全渋滞の回数を求めた。

- 1) 検討する自動車列荷重としては、国道上の夜間の信号による渋滞のみを考える。これは、昼間は乗用車などの軽車輛の比率が高く、橋梁にとって最も不利となる交通状態は重車輛の比率が高い夜間に生じると考えられるからである。また夜間には通常渋滞が生じにくく、仮に通常渋滞が生じたとしても車間距離が長いのが通例であるため、荷重強度としてはあまり大きくないと考えられ、信号による渋滞のみを考えるものとする。
- 2) 発生交通量はポアソン分布にしたがうものとする。その場合、0 から t 分の間に x 台来る確率は次式で表わされぬ。

$$P(x(t) = x) = \frac{(\nu_1 t)^x}{x!} e^{-\nu_1 t} \quad \dots\dots\dots (3.1)$$

ここに、

ν_1 : 単位時間当りの平均発生台数

この場合、次の車輛が t 分以内に来る確率は次に示す指数分布にしたがう。

$$F(t) = 1 - e^{-\nu_1 t} \quad \dots\dots\dots (3.2)$$

そこで、一様乱数の値を X とすれば、(3.2) 式の左辺を X に置き換えることにより、次の車輛が致着するまでの時間 t は次のように一様乱数の関数として表わされる。

$$t = \frac{\ln(1 - X)}{\nu_1} \quad \dots\dots\dots (3.3)$$

- 3) 赤信号により止められていた車輛が、青信号の間に出ることができる台数は、ポアソン分布にしたがうものとする。すなわち、青信号の間に出ることができる台数 x は、一様乱数の値を X とすれば、次式を解くことにより与えられる。

$$X = \sum_{i=1}^x \frac{(\nu_2 t)^i}{i!} e^{-\nu_2 t} \quad \dots\dots\dots (3.4)$$

ここに、

ν_2 : 単位時間当りに発車することができる平均台数

t : 青信号の時間

- 4) 青信号、赤信号の時間はそれぞれ 2 分および 1 分とし、渋滞時の車間距離は 1 m とする。また、 ν_1 は夜間交通量から計算し、 ν_2 は 15 台とする。
- 5) 車輛は、昭和 45～48 年度に行なった自動車例の実態調査¹²⁾ および昭和 53 年度に行なった自動車総重量の実態調査に基づき分類を行なった。自動車の分類は表 - 3.1 に示すように、長さに対しては軽自動

表-3.1 自動車の分類および車輛混入率

分類	車 輛 諸 元				車 輛 混 入 率 (累積%)				
	長さ(m)	変動係数	重量(ton)	変動係数	Case-1	Case-2	Case-3	Case-4	Case-5
1	3.0	0.10	1.0	0.15	2.3	1.9	2.0	0.3	0.5
2	4.0	0.10	1.0	0.15	48.5	27.8	31.9	13.0	10.9
3	5.0	0.10	2.0	0.15	51.5	33.4	35.9	15.7	12.5
4	5.0	0.10	4.0	0.15	61.7	40.8	40.6	20.0	13.8
5	6.0	0.10	3.5	0.15	64.4	44.2	42.4	21.9	14.3
6	6.0	0.10	7.5	0.15	69.5	52.1	54.0	28.8	22.6
7	7.0	0.10	5.0	0.15	71.1	55.4	55.6	30.8	22.6
8	7.0	0.10	11.0	0.15	75.0	65.8	61.4	42.5	34.1
9	7.5	0.02	9.4	0.10	75.8	67.1	63.0	44.2	35.2
10	7.5	0.02	23.5	0.10	79.3	71.5	69.4	51.5	39.0
11	9.0	0.08	9.3	0.10	80.9	76.0	75.4	54.5	41.7
12	9.0	0.08	21.9	0.10	99.6	96.9	95.7	98.1	95.3
13	15.0	0.09	13.1	0.15	99.6	97.2	95.7	98.4	95.3
14	15.0	0.09	30.4	0.15	100.0	98.0	99.6	99.5	99.6
15	4.0	0.10	4.0	0.15	100.0	99.8	99.6	99.7	100.0
16	10.0	0.10	10.0	0.15	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0

車からトレーラーまでの10種類とし、重量ではトラックとトレーラーに対し空車と満車に分け計16種類とした。また、国道上の代表的な5地点における各車種に対する車輛混入率および車輛の重量と長さの変動係数を測定した。なお表に示すCase-1～Case-5の5地点は次のとおりである。

Case-1	国道16号線	大森西(下り)
Case-2	環状7号線	大原(内廻り)
Case-3	国道6号線	我孫子市街地
Case-4	国道4号線	宇都宮市街地
Case-5	国道1号線	清水市街地

以上の情報をもとに、図-3.2に示した渋滞回数計算プログラムによって、支間40m, 80m, 120mおよび夜間交通量500, 1,000, 1,500台のそれぞれの場合に生じる完全渋滞回数を求めた。結果を表-

表-3.2 渋滞係数(1年当り)

支 間 (m)	夜間交通量 (台)	車 輛 混 入 率				
		Case-1	Case-2	Case-3	Case-4	Case-5
40	500	251	552	759	1,217	1,774
	1,000	2,701	4,549	5,581	8,222	10,114
	1,500	9,014	13,261	14,872	19,864	23,010
80	500	0	0	0	1	3
	1,000	3	6	15	29	96
	1,500	29	97	178	446	779
120	500	0	0	0	0	0
	1,000	0	0	0	0	0
	1,500	0	0	1	1	6

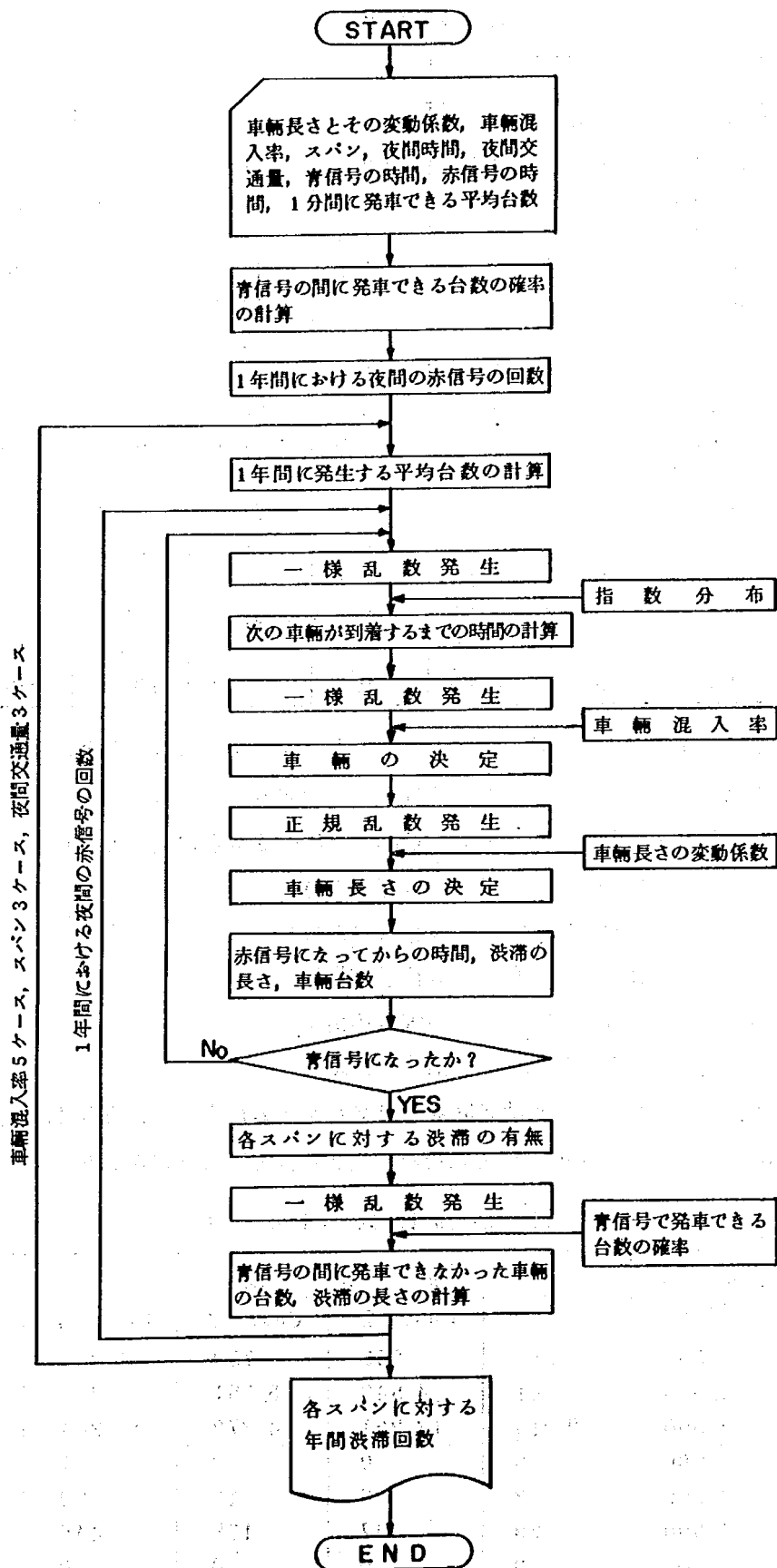


図-3.2 渋滞回数計算プログラム

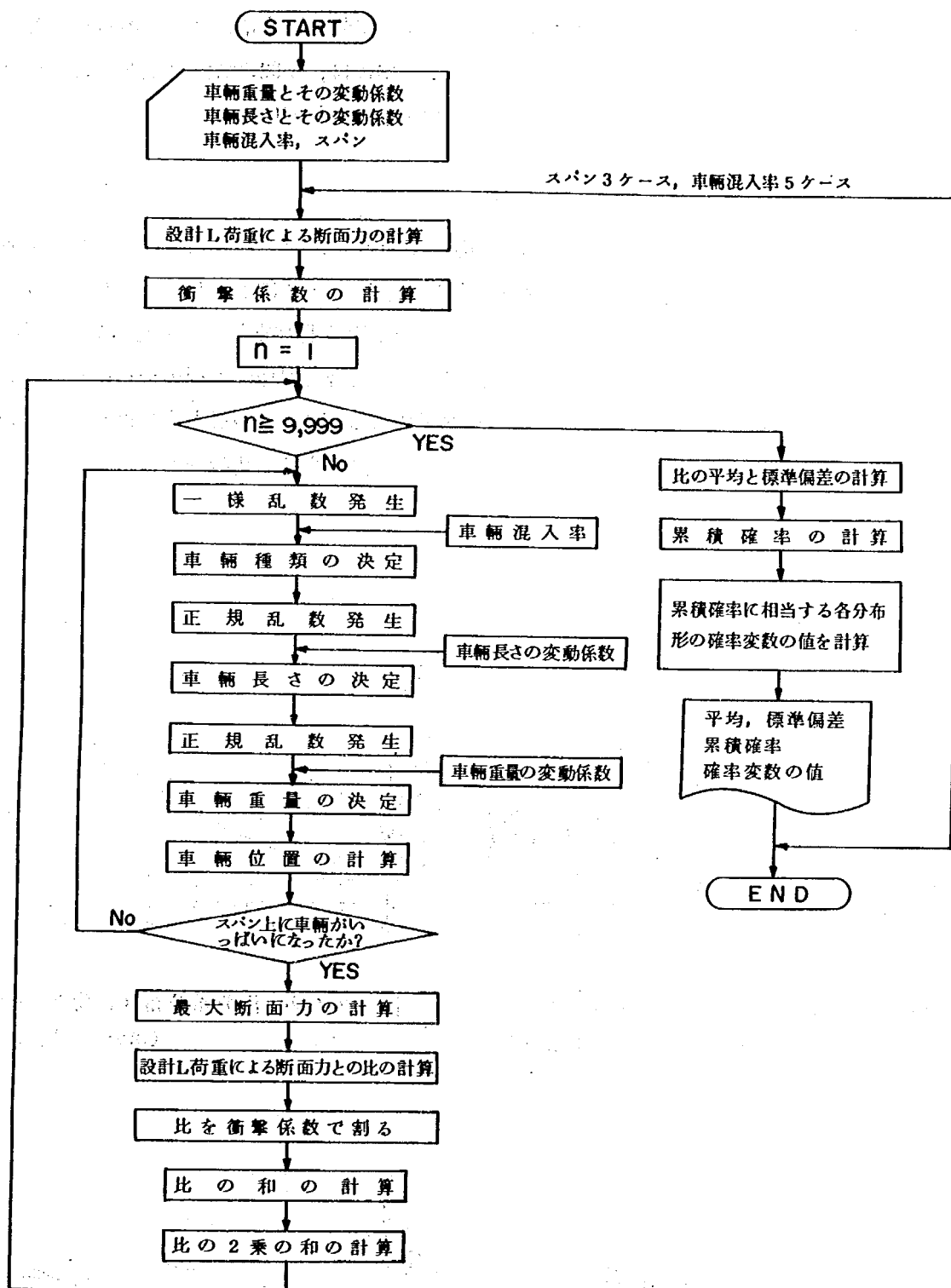


図-3.3 L 荷重に対する活荷重シミュレーションプログラム

車入部部部 (車部部) 部 (部部部) (部部部) 部
(部部部部部, 部部部部部)

車入部部部 (車部部) 部 (部部部) 部 (部部部) 部
(部部部部部, 部部部部部)

3.2に示す。表からわかるように、渋滞回数は各パラメーターに対し、非常に敏感であるが、後で述べるように活荷重係数にはあまり影響しない。また、表-3.2の中には、年間の渋滞回数が零というのも含まれているが、以後の計算においては便宜上年間の渋滞回数を1回としている。

3.3 L荷重に対する安全率の解析方法および結果

L荷重に対する安全率を求めるためには、T荷重の場合と同様に活荷重の分布を求める必要がある。そこで、まず表-3.1に示した車輛諸元と車輛混入率を用いて、図-3.3に示したシミュレーションを10,000回繰り返して、40m, 80m, 120mの3つの支間について活荷重の分布特性を調べた。結果は、設計L荷重に対する最大曲げモーメントの比として求め、T荷重の場合と同様に4種の分布確率紙にプロットした結果を図-3.4(1)~(15)に示した。図から正規確率紙によるプロットが最も直線性を示していることがわかる。そこで、正規分布を用いて供用期間最大の活荷重を推定する。比較として次に直線性の高いと

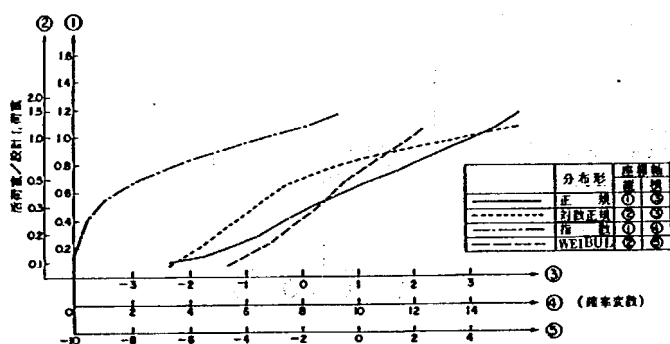


図-3.4(1) 活荷重分布 (L荷重, 車輛混入率 Case - 1, スパン40m)

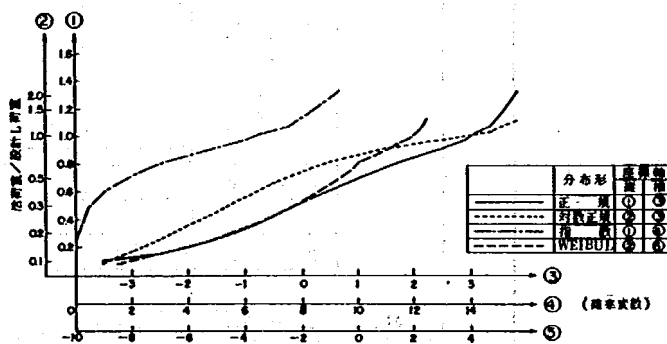


図-3.4(2) 活荷重分布 (L荷重, 車輛混入率 Case - 2, スパン40m)

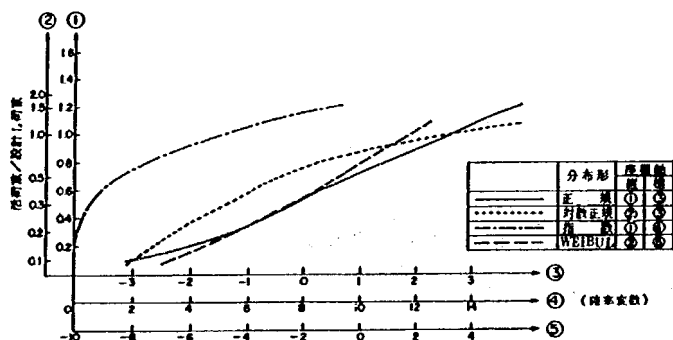


図-3.4(3) 活荷重分布 (L荷重, 車輛混入率 Case - 3, スパン40m)

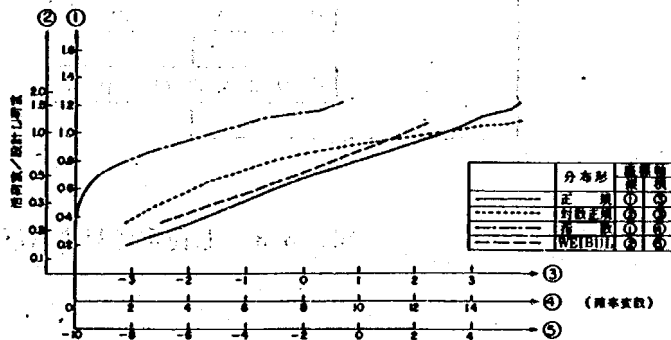


図-3.4(4) 活荷重分布 (L荷重, 車輛混入率 Case - 4, スパン40m)

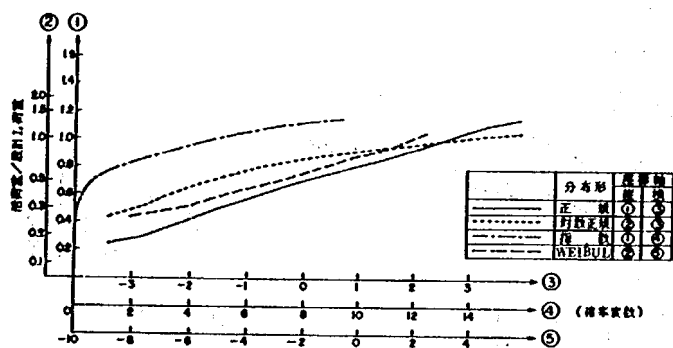


図 - 3.4(5) 活荷重分布 (L荷重, 車輦混入率
Case - 5, スパン40m)

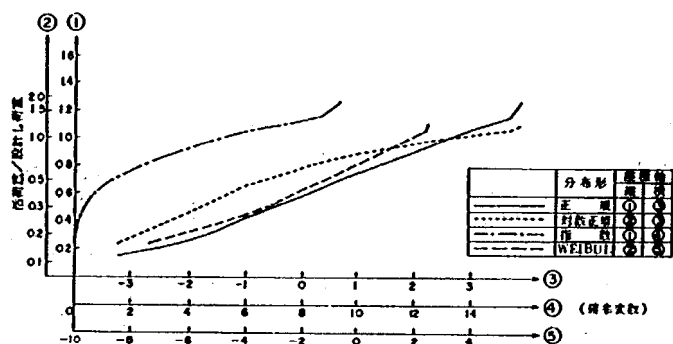


図 - 3.4(6) 活荷重分布 (L荷重, 車輦混入率
Case - 1, スパン80m)

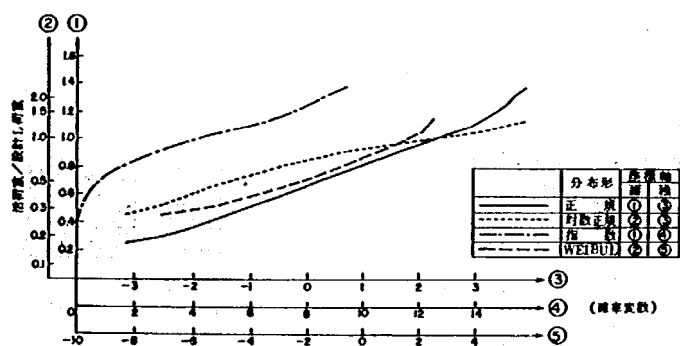


図 - 3.4(7) 活荷重分布 (L荷重, 車輦混入率
Case - 2, スパン80m)

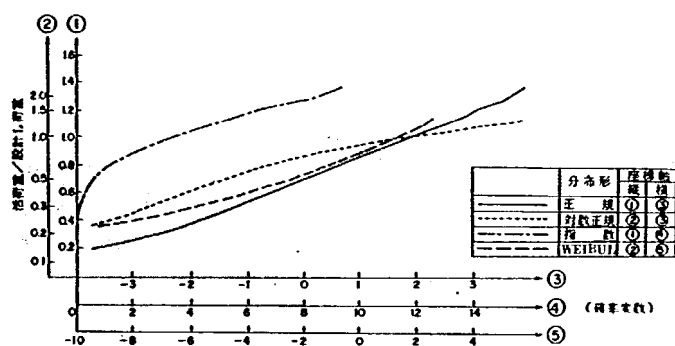


図 - 3.4(8) 活荷重分布 (L荷重, 車輦混入率
Case - 3, スパン80m)

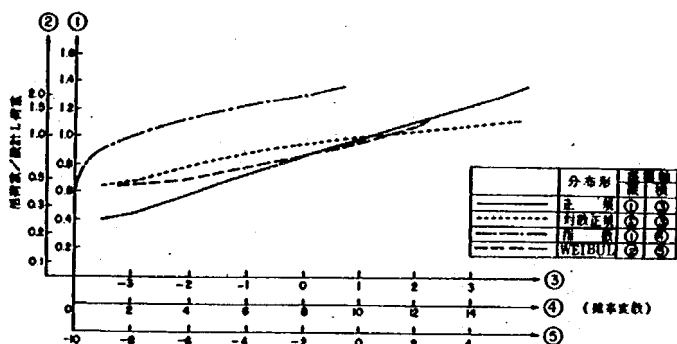


図 - 3.4(9) 活荷重分布 (L荷重, 車輦混入率
Case - 4, スパン80m)

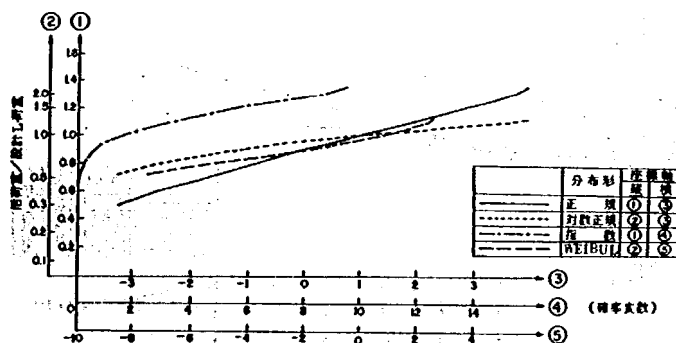


図 - 3.4(10) 活荷重分布 (L荷重, 車輦混入率
Case - 5, スパン80m)

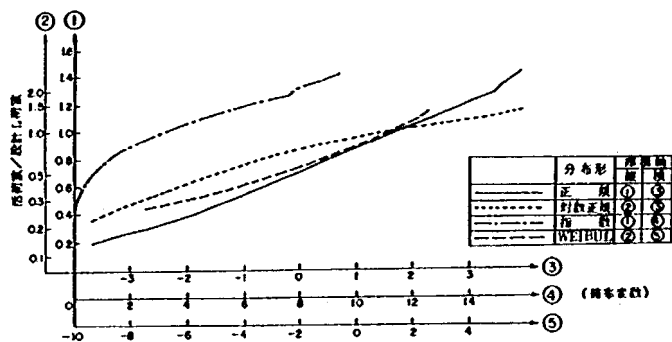


図 - 3.4 (11) 活荷重分布 (L 荷重, 車輛混入率
Case - 1, スパン 120 m)

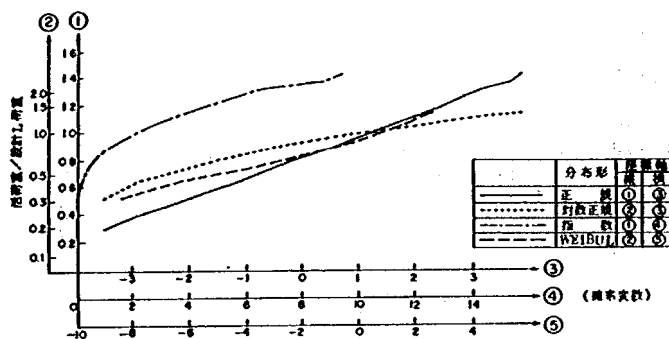


図 - 3.4 (12) 活荷重分布 (L 荷重, 車輛混入率
Case - 2, スパン 120 m)

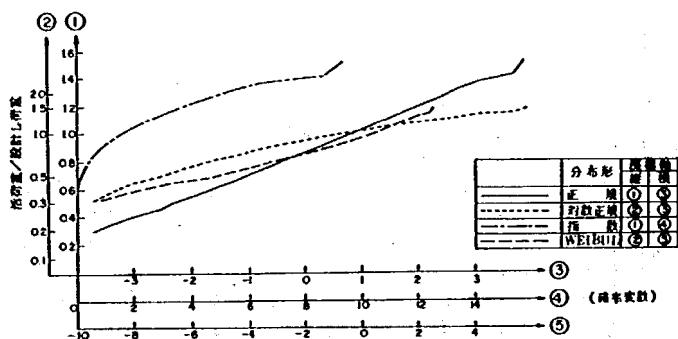


図 - 3.4 (13) 活荷重分布 (L 荷重, 車輛混入率
Case - 3, スパン 120 m)

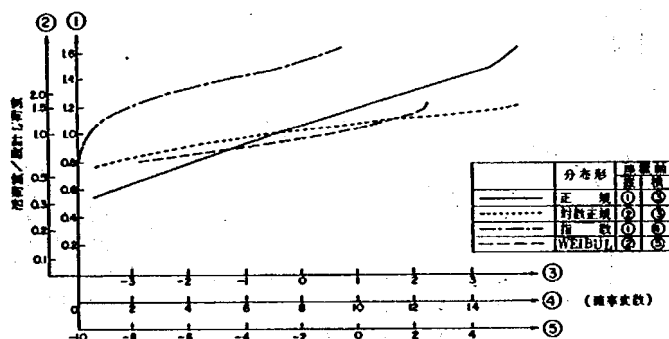


図 - 3.4 (14) 活荷重分布 (L 荷重, 車輛混入率
Case - 4, スパン 120 m)

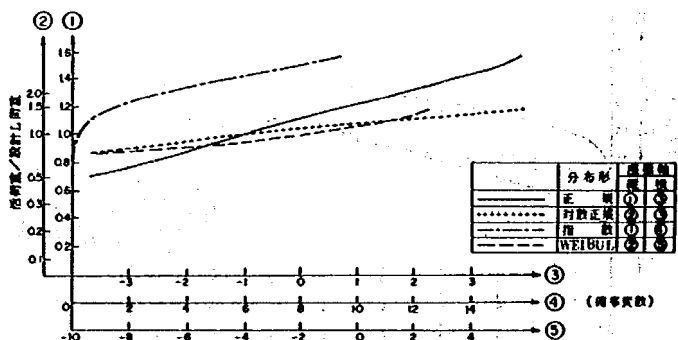


図 - 3.4 (15) 活荷重分布 (L 荷重, 車輛混入率
Case - 5, スパン 120 m)

見られるワイブル分布を用いた解析結果もあわせて示す。なお、各分布形のパラメーターは、自動車列荷重の分布の平均値 μ と標準偏差 σ から次式で表わされる。また、この μ と σ の値を表-3.3に示す。

○ 正規分布

$$\mu = \mu \quad \dots\dots\dots (3.5)$$

$$\sigma = \sigma \quad \dots\dots\dots (3.6)$$

○ 対数正規分布

$$\zeta = \ln \left(1 + \frac{\sigma^2}{\mu^2} \right) \quad \dots\dots\dots (3.7)$$

$$\lambda = \ln \mu - \frac{1}{2} \zeta^2 \quad \dots\dots\dots (3.8)$$

○ 指数分布

$$a = \mu = \sigma \quad \dots\dots\dots (3.9)$$

$$\frac{1}{\lambda} = \sigma \quad \dots\dots\dots (3.10)$$

○ ワイブル分布

$$\mu = \frac{1}{\lambda^{1/m}} \Gamma \left(1 + \frac{1}{m} \right) \quad \dots\dots\dots (3.11)$$

$$\sigma^2 = \frac{1}{\lambda^{2/m}} \left[\Gamma \left(1 + \frac{2}{m} \right) - \left\{ \Gamma \left(1 + \frac{1}{m} \right) \right\}^2 \right] \quad \dots\dots\dots (3.12)$$

なお、以上の設計活荷重には衝撃の影響が含まれているが、シミュレーションは完全渋滞を対象としているため衝撃の影響は入っていない。すなわち、設計で含む衝撃係数は安全率と同様の意味を持っている。

3種類の支間に対し、夜間交通量をそれぞれ500, 1,000, 1,500台とした場合に、3.2節で求めた渋滞回数をパラメーターとして、1.5節で示した極値理論を用い L 荷重に対する活荷重係数を正規分布およびワイブル分布を用いて計算すると表-3.4(a), (b)のようになる。表-3.4に示された活荷重係数は T 荷重の場合と同様に(1.2)式で与えられる設計基準で、 $\beta = 3.0$ の信頼性を確保するために必要とされる r_L の値であり、死荷重と活荷重の組み合わせに対して適用できるものである。また、表に示されるように

表-3.3 自動車列荷重の平均と標準偏差

支 間	40m		80m		120m	
	平 均	標準偏差	平 均	標準偏差	平 均	標準偏差
Case-1	0.463	0.183	0.586	0.163	0.718	0.166
Case-2	0.519	0.169	0.665	0.152	0.820	0.153
Case-3	0.552	0.181	0.707	0.161	0.870	0.163
Case-4	0.667	0.144	0.859	0.131	1.061	0.131
Case-5	0.704	0.125	0.903	0.111	1.117	0.112

表-3.4(a) L荷重に対する活荷重係数(正規分布)

スパン (m)	夜間交通量 (台)	車 輛 混 入 率				
		Case-1	Case-2	Case-3	Case-4	Case-5
40	500	1.326	1.352	1.457	1.417	1.375
	1,000	1.422	1.429	1.535	1.477	1.422
	1,500	1.468	1.467	1.571	1.503	1.443
80	500	1.158	1.202	1.276	1.334	1.333
	1,000	1.176	1.259	1.371	1.440	1.443
	1,500	1.279	1.365	1.472	1.530	1.499
120	500	1.304	1.366	1.452	1.546	1.544
	1,000	1.304	1.366	1.452	1.546	1.544
	1,500	1.304	1.366	1.452	1.546	1.594

表-3.4(b) L荷重に対する活荷重係数(Weibull分布)

スパン (m)	夜間交通量 (台)	車 輛 混 入 率				
		Case-1	Case-2	Case-3	Case-4	Case-5
40	500	1.317	1.263	1.345	1.288	1.232
	1,000	1.408	1.318	1.402	1.323	1.256
	1,500	1.451	1.344	1.428	1.338	1.267
80	500	1.103	1.172	1.196	1.261	1.291
	1,000	1.136	1.222	1.267	1.328	1.346
	1,500	1.204	1.294	1.325	1.371	1.372
120	500	1.224	1.281	1.357	1.485	1.483
	1,000	1.224	1.281	1.357	1.485	1.483
	1,500	1.224	1.281	1.357	1.485	1.513

活荷重係数の値は、支間、交通量、車輛混入率などのパラメーターに対しあまり敏感ではなく、L荷重に対しては1種類の活荷重係数で包括できると考えられる。すなわち、夜間の渋滞が問題となるような国道上の活荷重係数は、

$$\gamma_L = 1.6$$

程度を見込んでおけば安全である。なお、この数値はかなり重交通の国道上に対して求めたものであり、一般の国道上の橋梁に対してかなり余裕のある数値であると思われる。

あ と が き

2章および3章に示したように、荷重係数設計基準を採用した場合の活荷重係数の値については、実態調査の結果を解析することにより、ほぼ合理的に定めることができる。2章および3章に示した活荷重係数は、比較的重交通の国道上の橋梁の設計に適用できるものであるが、他の国道上、地方道についてもデータを収集して同様の解析を行ない、橋梁の設計を合理的なものにしていく必要があると思われる。

なお、活荷重データの収集については各地方建設局特に関東地方建設局道路管理課および東京国道工事事務所に多大なる協力をいただいた。ここに、心から感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 「構造物の安全性・信頼性」昭和51年10月, 土木学会
- 2) Reliability Approach in Structural Engineering, A.M. Freudenthal 他
1975 丸善
- 3) Structural Safety Specifications based on Second moment Reliability
Analysis, C.A. Cornell IABSE, Symp 1969
- 4) A Probability - based Structural Code. C.A. Cornell Journal of ACI
Vol. 66
- 5) Probabilistic Evaluation of Safety Factors, N.C. Lind IABSE, Symp 1969
- 6) Reliability Basis of Structural Safety and Design. A.H-S. Ang and
C.A. Cornell Journal of ST, ASCE Sep.
- 7) 「構造設計における安全率について」A.H-S. Ang, 金井道夫, 土木技術資料 18 - 11
- 8) 「信頼性理論入門」依田 浩, 朝倉書店
- 9) Probability Concepts in Engineering Planning and Design, A.H-S. Ang.
John-Wiley & Sons, Inc.
- 10) 「交通荷重の実態と道路橋への影響に関する研究」土木研究所資料 第626号
- 11) 「設計活荷重に関する研究」土木研究所資料 第701号
- 12) 「設計活荷重に関する研究」土木研究所資料 第936号

橋梁活荷重の実態と
設計安全率

土木研究所資料第 1534 号
昭和 54 年 12 月 (1979)

建設省土木研究所
構造橋梁部橋梁研究室
佐伯彰一，金井道夫，笹森伸博

キーワード 活荷重，安全率，信頼性解析

要旨

本報告は，国道上での実態調査にもとづいて，設計活荷重に対して付
与すべき適切な安全率について述べたものである。

郵便はがき

二十円切手
をはって下
さい

305-□□

茨城県筑波郡豊里町
建設省土木研究所
橋梁研究室御中

No. 102

No. 102

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第1534号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印