

変動活荷重を受けるケーブルの疲労に対する信頼性評価手法

RELIABILITY ASSESSMENT FOR FATIGUE RESISTANCE OF CABLE UNDER STOCHASTIC LIVE LOADS

牧野文雄*・小松定夫**・岡田好彦***・久保雅邦****

By Fumio MAKINO, Sadao KOMATSU, Yoshihiko OKADA and Masakuni KUBO

This paper presents the probabilistic procedure for estimating fatigue resistance of highway bridge cable to vehicle loads, which takes account of the stochastic properties of both live loads and cable strength. The statistical model of the live loads can be constructed on the basis of the field measurements of traffic loads previously performed in the usual traffic conditions on actual bridges. The ranges and frequencies of cable stress amplitudes are directly estimated from its random wave samples produced by the live loads with the aid of the associated influence lines, and it can be shown that the exponential distribution function is very well fitted to the histogram. Miner's rule is applied to fatigue analysis, in which the fractile of strength distribution can be used to estimate the probability of fatigue failure. Examples are given for the cases of a cable-stayed bridge.

1. ま え が き

今日、橋梁のケーブル技術が進歩するにつれて支間の長大化が促進され¹⁾、吊橋、斜張橋、あるいはニールセン橋といったケーブル系橋梁の計画および建設が相次いで進められている。加えて、橋梁の経済性のみならず景観への適合性が重視され、吊橋の斜ハンガーや斜張橋の太径ケーブルにみられるように^{2), 3)}、新しい構造形式が積極的に採用されつつある。

ところが、こうした橋梁のケーブルは比較的高振幅の活荷重変動応力を受ける場合がしばしばあり、静的強度だけでなく疲労に対する信頼性を明確にすることが重要な課題である。従来より鉄道併用橋においてはいうまでもなく、道路橋においても昨今の交通荷重の増大と橋梁形式の多様化とによって、相対的に活荷重応力が増加の傾向にある⁴⁾。

現在のところ、ケーブルの疲労設計は「DIN 1073」⁵⁾

* 正会員 大阪府都市開発(株)会長(前・大阪府道路公社理事) (〒541 大阪市東区瓦町4-15)

** 正会員 工博 大阪大学教授 工学部土木工学科 (〒565 吹田市山田丘2-1)

*** 正会員 工修 大阪府土木部土木監理課参事 (〒540 大阪市東区大手前之町)

**** 正会員 工修 (株)総合技術コンサルタント大阪支社設計部課長代理 (〒533 大阪市東淀川区東中島3-5-9)

の考え方を踏襲し、これにわが国で定めたケーブルの許容応力度を加えた照査式を用いて行われている^{6), 7)}。しかし、より確かなケーブル系橋梁の設計にむけて、適正な疲労強度を設定し、変動活荷重に対する信頼性を正確に照査する必要がある。そのためには、ケーブルの素線およびストランド、さらには定着構造などの疲労強度について基礎的な統計データを収集するとともに、交通荷重の実態を正確に把握し、さらに変動活荷重による応力振幅の予測手法を確立しておくことが必要である。

ここで、ケーブル部材の疲労強度については、わが国はもとより諸外国において多くの疲労試験が行われ、貴重な資料が蓄積されつつある^{8)~11)}。今後は、これらの資料を系統的にしかも同一の試験条件に照らして集大成し、普遍的な統計データとしてまとめる研究が望まれる。一方、交通荷重の実態に対しては少しずつ組織的な調査^{12), 13)}が進められているが、荷重特性の評価は必ずしも十分とはいえない。特に、対象とする問題に則した調査が必要であろう。また、応力振幅の予測に関する研究^{14), 15)}は少なく、今後の重要な課題である。これまで、不規則荷重を受けるはり部材の応答解析をした研究^{16), 17)}はあるが、疲労解析に適用するまでには至っていない。このように、ケーブルの疲労損傷に対する信頼性評価の現状は決して十分ではなく、基礎的な調査・研究はもとよりこ

れらをどのように組み立てて評価手法を確立すべきかの研究が必要であろう。

以上のことから、本研究では橋梁ケーブルの疲労設計に必要な疲労損傷予測のための基礎的手法を提示することを目的として、変動活荷重に対するケーブルの信頼性解析を行った¹⁸⁾。用いた活荷重モデルは、主として本研究の基礎調査として行った交通荷重調査から得られたものである。活荷重の不規則性と応力振幅の関係を、ここではシミュレーション手法を用いて求め、応力振幅のレベルと頻度とを算出した。また、予測される応力振幅によってケーブルが疲労破壊する危険度を、ここでは確率量として表わすべきであると考え、S-N曲線のフラクタル値を用いる方法を提案し、その算定方法を示した。ただし、疲労損傷の計算には、Minerの累積被害則を用いた。

2. 橋梁モデルと活荷重モデル

(1) 橋梁モデル

対象とした橋梁モデルを図-1に示し、その構造諸元を表-1に示す。同表のケーブル諸元は、現行の静的設計と疲労設計により決定されたものである。

本橋の大きな構造上の特徴は太径HiAmケーブルを採用していることであり、計画当初より疲労に対する信頼度評価が重要な課題と考えられた。太径であることによるケーブルとしての強度低下の問題や、また当然ながらケーブル1本当たりに作用する交通荷重の強度が大きいといった問題が考えられ、これに対して十分な信頼性を有しているかどうかを確認する必要がある。

本研究は、この点を明らかにするために本橋のモデルを用いてケーブルの信頼性解析を行ったが、あくまでこのような予測のための基礎的な手法を開発することが主旨である。ここで、代表的に解析の対象としたケーブルNo.1とNo.9の影響線縦距を図-2に示す。図の縦軸は単位の集中荷重によるケーブル応力度を表わし、確定

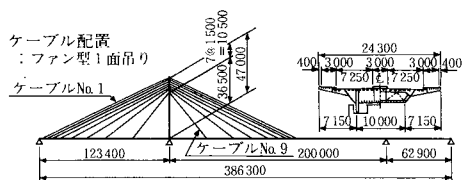


図-1 橋梁モデル

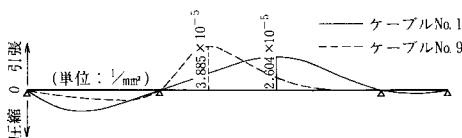


図-2 ケーブルの影響線縦距

表-1 橋梁モデルの構造諸元

基本諸元	橋梁形式	一本主塔三径間連続斜張橋
	橋長	387.5 (m)
	支間割り	123.4 + 200 + 62.9 (m)
ケーブル諸元 (No.1, No.9)	幅員	総幅員 24.3m・4車線
	断面積	162.0 (cm ²)

関数である。

ところで、ケーブルの定着構造については別途研究¹⁹⁾が進められており、ここではケーブルの主部材についてのみ考えた。また、一般に走行状態の交通荷重は動的効果を伴うが、ケーブルに対するその効果は小さいと推定されることと解析の便宜上とから、ここでは無視した。

(2) 活荷重モデル

a) 実態調査に基づく活荷重の特性

交通荷重の実態調査^{20), 21)}によって得られた活荷重モデルを用いた。調査は、本橋架橋地点の下流に位置する旧鳥飼大橋(大阪中央環状線、北行き2車線)において行われた。得られた活荷重列(以後、実働荷重列とよぶ)の概要を表-2に示す。日交通量が約41,000(台/2車線)であり、非常に多い交通量である。表-3に車種分類を示し、実働荷重列の交通量、車種混入率および車頭間隔の時間変化を、それぞれ図-3、図-4と図-5に示す。それぞれ1時間当たりの平均値あるいはばらつきを表わしている。車頭間隔の確率分布によるモデル化では日中と夜間とで特性が異なり、日中では対数正規分布がよく適合しているが、夜間では図-5からも明らかとなり非常にばらつきが大きく、裾部の長い分布となった。

表-2 得られた活荷重列の概要(文献20)より)

測定時間	連続24時間
車線数	2車線
総台数	41,192(台)
測定項目	車種、車重、車頭間隔、走行速度

表-3 車種分類表

車種分類	大型車種	中型車種	普通車種
主な車種形式	普通トラック	小型トラック	乗用車
	セミトレーラー	バス・マイクロ	バン
	フルトレーラー		
備考	速度表示灯有り	小型タンクタンクローリー含む	軽トラックワゴン含む

しかし、夜間の交通荷重による疲労損傷への影響は小さいこととモデル化の便宜を考慮して、ここでは車頭間隔のモデル化として対数正規分布を用いた。

一方、車重の頻度分布と確率分布によるモデル化を図-6に示す。いずれも、シフト量をもつワイブル分布がよく適合している。カイ2乗検定によってその適合性を検定した結果、同図に示す大型車種、中型車種、普通車種についてそれぞれ20.8、24.4、32.8(%)の有意水準で適合した。分布のパラメーターの値を表-4に示す。この車重モデルでは、分布特性の時間変化は無視したが²⁰⁾、数十年以上の長期的な経年変化については別途予

測した。また、活荷重列における大型車の連行特性は無視できるものとし、到着する車種の順番はすべて独立であるととした。以上の活荷重列を概念的に図-7に示す。

b) 活荷重の将来予測

前述した活荷重モデルはわずか1日分の調査によるものであり、将来の交通荷重に対してその変化を予測する必要がある。しかしながら、いうまでもなく交通荷重は社会・経済情勢や近隣の道路網の状況によって大きく変動するものであり、一般に長大橋の設計寿命と考えられる数十年以上の長期間にわたってこれを正確に予測することはきわめて難しい。そこで、ここではケーブルの疲労に対する信頼性を確認する上である種の上界値を予測しておき、これを用いて信頼度の評価を行うものとした。

まず、交通量については次のように考えた。本橋に予

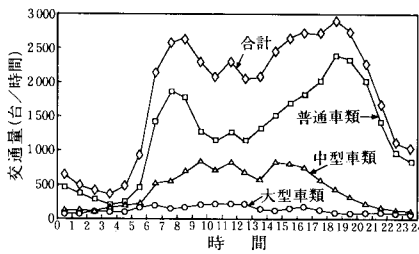


図-3 交通量の時間変化 (文献 20) より

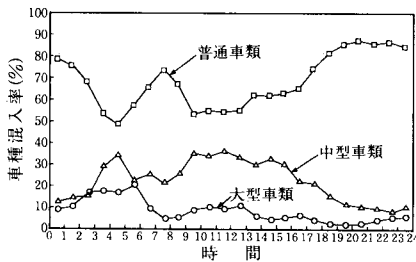


図-4 車種混入率の時間変化 (文献 20) より

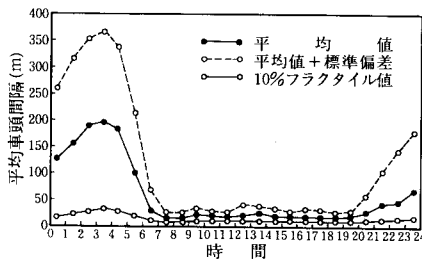
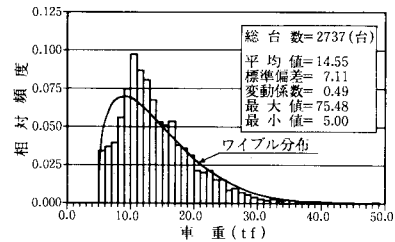


図-5 車頭間隔の時間変化 (文献 20) より

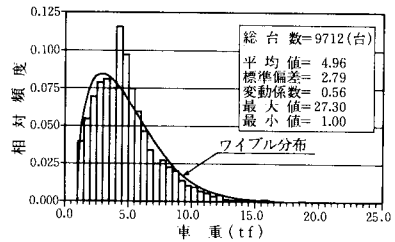
表-4 車重モデルのパラメーターの値

	得られたデータ		ワイブル分布モデル $f(x)$ ^(*)		
	平均値 (tf)	標準偏差 (tf)	x_0 (tf)	α	β (tf)
大型車種	14.55	7.11	5.00	1.359	10.43
中型車種	4.96	2.79	1.00	1.439	4.36
普通車種	1.61	0.83	0.20	1.763	1.59

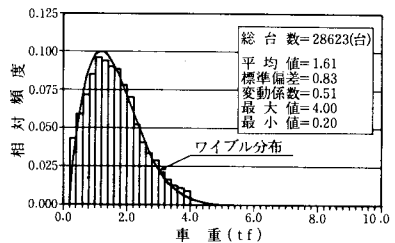
(*) $f(x) = \frac{\alpha}{\beta} \left(\frac{x-x_0}{\beta} \right)^{\alpha-1} \cdot \exp \left\{ - \left(\frac{x-x_0}{\beta} \right)^\alpha \right\}, (x \geq x_0)$



(a) 大型車種



(b) 中型車種



(c) 普通車種

図-6 車重の頻度分布とモデル化 (文献 20) より

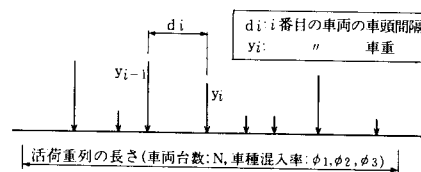


図-7 活荷重列の概念図

測される利用交通量は、近畿地区のOD調査と交通情勢調査²²⁾とに基づいて交通量と伸び率が推計されており²³⁾これによれば、供用開始の昭和62年度には約17000(台/日/4車線), また30年後には約23000(台/日/4車線)である。しかし、この推計は料金体系の策定を目的とした、いわば交通量の最低ラインを示すものである。ケーブルの信頼度評価に対しては十分な予測交通量とはいえない。これに対して、交通容量の点からみると、少なくとも本橋に隣接する鳥飼大橋の日交通量約92000(台/日/4車線)の通行は可能であろう。ちなみに、理想的な高速道路では約2000(台/時間/車線)が可能とされており²⁴⁾、単純にこれと比較すると約50(%)である。さらに、非常に交通量の多い都市内高速道路での実態と経年変化¹³⁾をみると、図-8に示すように最も多い路線では年間交通量約 20×10^6 (台/年/2車線)ではほぼ横ばいの傾向がある。これを日交通量に換算すれば約110000(台/日/4車線)であり、鳥飼大橋の実態よりは多い。以上のことから、ここでは交通予測の現状と淀川渡河付近の実態とを考慮して、本橋には常に92000(台/日/4車線)の交通量があるものと仮定した。

次に、車両重量の経年変化を登録車両の重量および台数^{25),26)}から調べたものが図-9である。車両の種別は、可能な限り表-3に合わせて分類した。これによれば、中型車種と普通車種は平均総重量が減少しているのに対して、大型車種では5年間に約1(tf)の増加を示している。この変化を単純に1年当たりの変化率として示したものが表-5である。大型車種の平均総重量は約1(%)の増加となり、その内訳は平均車両重量よりも平均積載量の増加の方が大きい。しかしながら、この結果を用いて車種別に車重の経年変化を予測するには十分な精度とはいえず、またケーブルの信頼度を考える上では、全体の車両重量が増加することを考えておく方が安全側である。以上のことから、ここでは解析の精度をも考慮して、すべての車重が一律に1年当たり0~3(%)増加するものと仮定した。

このほか、図-7に示したように活荷重列に対しては車頭間隔と車種混入率について予測する必要があるが、両者とも経年変化に比べて1日の時間変化の方がはるかに大きく、応力振幅の予測の中で検討することとした。

3. 活荷重列によるケーブルの応力振幅

(1) 応力振幅の算出方法

いうまでもなく、ケーブルの疲労損傷予測には発生する応力レベルそのものではなく、応力振幅のレベルと頻度とについて知る必要がある。図-10に、本研究の信頼性解析の流れを示す。この中で重要な点は、応力振幅

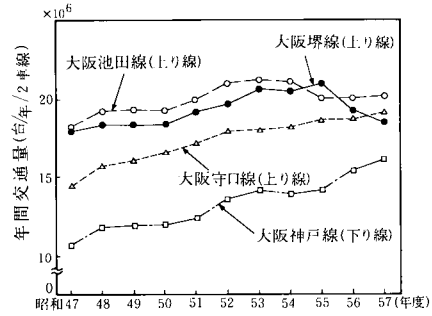


図-8 阪神高速道路における年間交通量の経年変化 (文献13)より

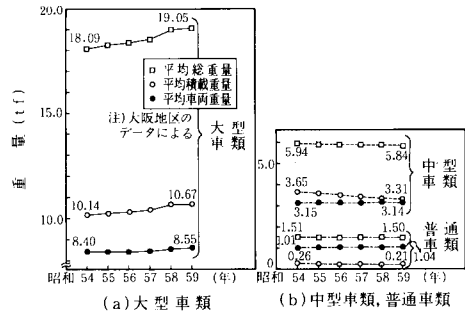


図-9 車重の経年変化 (文献25,26)より

表-5 車重の経年変化における変化率

項目	車種			
	大型車種	中型車種	普通車種	
変化率 (%/年)	平均車両重量	0.36	-0.06	0.59
	平均積載量	1.05	-1.86	-3.61
	平均総重量	1.06	-0.34	-0.13

の予測と疲労損傷確率の算出である。

いま、活荷重列の不規則性を考慮して上記の応力振幅を求めるにあたって、一般的な理論解析によることは難しく、ここでは実測荷重列と活荷重モデルをもとにモンテカルロシミュレーションによって作成した活荷重列とを用いた。後者の活荷重列は、図-7に示した変数のうち、車両台数と車種混入率を実測結果を参考にして確定量とし、車頭間隔と車重とを不確定量としてそれぞれの確率分布に基づいて作成した。すなわち、これらの活荷重列を直接ケーブル応力の影響線に載荷して応力波形を求め、次にこれより応力振幅のレベルと頻度とを計数した。計数方法は全波法²⁷⁾を用いた。ここで活荷重列の載荷方法は、各車線(4車線)とも車両の進行方向に合わせてそれぞれ異なる荷重列とし、一定距離3.0(m)ずつ移動させた。ただし、2車線の実測荷重列を用いる場合には、2車線の荷重列を用いて近似的に異なる4車線の荷重列とするために、片側の2車線には実測荷重列を用い、対向2車線には橋長に等しい距離だけ位相差を与

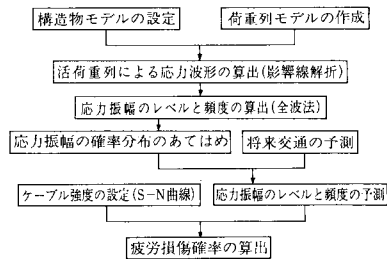


図-10 信頼性解析の流れ

えた。

(2) 応力振幅の確率分布

橋梁の供用期間中に考慮すべき変動活荷重は、次々に発生する非定常確率過程の集まりとしてとらえるべきであり、その活荷重列によって生ずるケーブルの応力波形もまた同様である。しかし、Minerの累積被害則²⁸⁾によって疲労損傷の予測を行うならば、応力振幅の時間変動を無視することができる。つまり、一例を図-11に示すように、応力振幅をランダムパルス過程と考えることができ、さらに必要なのは図の右側に示す応力振幅の頻度分布である。ちなみに、変動活荷重の非定常性、つまり図-3～図-5に示した荷重特性の時間変化をはじめとして、日変化あるいは経年変化についてみると、1日の時間変化における非定常性が最も大きいことは明らかである。したがって、もし時間変化による非定常性を取り込んだ結果の応力振幅が得られれば、これに経年変化等の影響を加味することによって近似的に応力振幅の予測ができることになる。

この場合、実働荷重列が1日の時間変動による特性を有していることは明らかであり、上記の点に基づいてまず実働荷重列による応力振幅を算出し、その確率分布を求めることとした。求めた頻度分布を図-12に示す。また、図-13は応力振幅を順序統計によって指数確率紙に示したもので、ケーブルNo.1とNo.9の結果をあわせて示す。ただし、回帰直線のあてはめは $\sigma \geq 0.0$ (kgf/mm²)の全データを用いて、しかも $\sigma \geq 0.2$

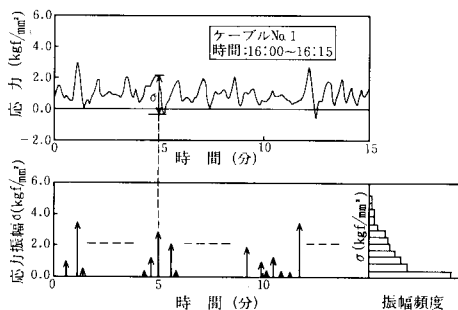


図-11 実働荷重列による応力波形と応力振幅の一例

(kgf/mm²)の範囲にのみよく適合するように行った。いずれも指数分布が非常によく適合しており、したがって応力振幅 σ の確率密度関数 $f(\sigma)$ を次式で表わす。

$$f(\sigma) = \lambda \cdot e^{-\lambda(\sigma - \sigma_0)} \quad (\sigma \geq \sigma_0) \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 λ (mm²/kgf)は分布のパラメーターであり、 σ_0 (kgf/mm²)は分布のシフト量を表わす。 σ_0 は回帰直線と横軸との交点における見掛け上の応力振幅を表わす定数で、その値の符号は正とは限らず図-13の例では負の値となっている。

もし、橋梁の供用期間を通して、実働荷重列と確率的に等しい活荷重列が連日発生するとするならば、式(1)は供用期間全体の応力振幅の確率分布を表わすことになるが、現実には日変化や経年変化が存在することは前述のとおりである。しかしながら、1日分の実働荷重列による応力振幅が指数分布によって表わし得たことは、ここでは有効な知見である。

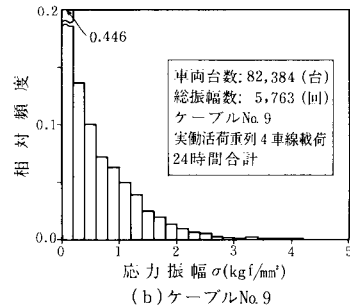
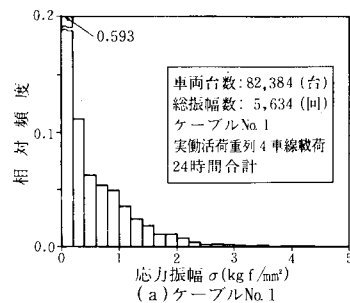


図-12 実働荷重列による応力振幅の頻度分布

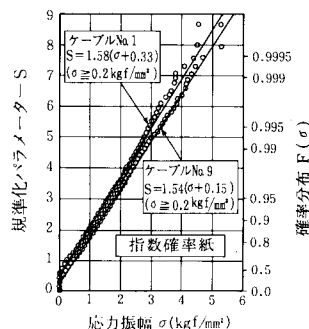


図-13 応力振幅の確率分布のあてはめ

ところで、図-12に示した頻度分布において、次式で表わされる「振幅数・台数比」 α を定義する。

$$\alpha = \frac{N_f}{N_v} e^{\lambda(\sigma_0 - \sigma_1)} \dots \dots \dots (2)$$

ここに、 N_v は活荷重列に含まれる車両台数（4車線合計）、 N_f は得られた応力振幅数を表わす。また σ_1 は σ の有意義な変数範囲を与える定数であり、ここでは、 $\sigma_1 = 0.2$ (kgf/mm²)とした。つまり、図-14に示すように、 α は活荷重列に含まれる車両台数に対する σ_1 以上の応力振幅数の比を表わし、この結果を用いれば予測交通量に応じて応力振幅の頻度を求めることができる。ここで、 $\sigma < \sigma_1$ の応力振幅は非常に小さいさざ波を表わし、解析の誤差を含むとともに疲労損傷の上では意味をもたない。したがって、有意義な応力振幅の範囲 ($\sigma \geq \sigma_1$) に対して、あらためて確率密度関数 $f(\sigma)$ を次式で書きあらためる。

$$\tilde{f}(\sigma) = \frac{f(\sigma)}{e^{\lambda(\sigma_0 - \sigma_1)}} = \lambda e^{-\lambda(\sigma - \sigma_1)} \quad (\sigma \geq \sigma_1) \dots \dots \dots (3)$$

(3) 活荷重列の特性と応力振幅の関係

次に、実働荷重列による応力振幅が疲労損傷予測の上でどのような位置にあるかを確認するために、シミュレーション法によって活荷重列の特性と応力振幅との関係について調べた。

図-7に示したように、活荷重列を表わす変数は車両台数、車種混入率、車種別車重および車頭間隔であるが、このうち応力振幅の分布特性に大きな影響をもつのは車種混入率と車頭間隔である。ちなみに、車両台数は応力振幅の総数に関係する。

大型車混入率と車頭間隔をここでは実測結果を参考にして独立であると考え、その値を任意に与えてシミュレーションにより活荷重列を作成し、実働荷重列と同様に応力振幅の確率分布を指数確率紙によって求めた。ケーブル No.9 に対して、指数分布のパラメーター λ と振幅数台数比 α の等高線図を図-15に示す。ただし、車種混入率では表-3の車種分類のうち、中型車種の混入率を30(%)に固定した。また、車頭間隔の分布では調査結果から対数正規分布を用い、その平均値 \bar{h} (m)と標準偏差 σ_h (m)の関係を次式によって与えた。

$$\sigma_h = \begin{cases} 148.6 \times \log \bar{h} - 182.3 & (\bar{h} \geq 18.5) \\ 6.0 & (\bar{h} < 18.5) \end{cases} \dots \dots (4)$$

この結果によれば、 λ は大型車混入率と車頭間隔の双方に影響を受け、その傾向は大型車混入率が大きくなるにつれて、また車頭間隔が小さくなるにつれて λ の値が小さくなることを示している。 λ の値が小さくなるということは、応力振幅のレベルが大きくなることを意味し、その変化率はすべての車重が一律に増加すると考えた場合の変化率に相当する。図-15の結果で、一例と

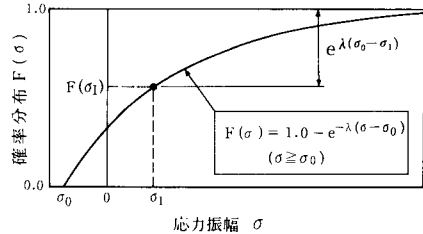


図-14 有意義な応力振幅の範囲

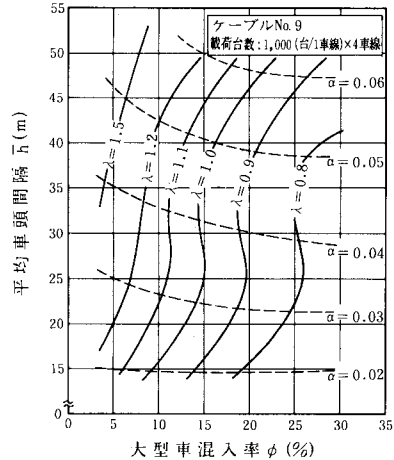


図-15 大型車混入率、平均車頭間隔と λ 、 α の関係

して $\bar{h} = 40$ (m)でみると、大型車混入率が5(%)から30(%)に変化する場合、 λ は約1.5から0.75へと約50(%)小さくなる。これは、車重の特性が一律に2倍に大きくなることに相当し、供用期間100年でみると、1年当たり1(%)の変化率に等しい^{25), 26)}。

一方、振幅数台数比 α は大型車混入率の変化にはあまり影響されず、車頭間隔が大きくなるにつれて比例的に増加することを示している。ただし、大型車混入率が約5.0(%)と小さく、かつ平均車頭間隔が50(m)以上の大きい範囲では双方の変化に影響される傾向がある。 α が大きくなることは、応力振幅の頻度が増えることを意味している。

いま、実働荷重列の24時間当たりの特性では、大型車混入率の平均値は約6.8(%)、車頭間隔の平均値は約40(m)である。図-15の結果から、大型車混入率がこれより大きくなった場合 λ への影響が大きく、したがって疲労損傷の予測に対しては大型車混入率をもう少し安全側に見積もるべきかと思われる。しかし、その最適な数値の検討は、ここでは省く。

以上の結果から、応力振幅のレベルと頻度とが大きくなるような荷重特性の方向を模式的に図-16に示す。もし、矢印の長さを疲労損傷確率に対する影響の大きさとして表わすならば、両者のベクトル和の方向に荷重特

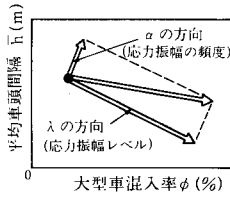


図-16 応力振幅のレベルと頻度を大きくする荷重特性の方向

性が変化した場合、疲労損傷確率が大きくなることになる。

4. 疲労損傷の予測

(1) 疲労損傷確率の定義

Minerの累積被害則によれば、ある応力状態における累積被害の大きさ D は次式で与えられる²⁸⁾。

$$D = \int_{\sigma_{min}}^{\sigma_{max}} \frac{n(\sigma)}{N(\sigma)} d\sigma \dots\dots\dots (5)$$

ここに、 $N(\sigma)$ は応力振幅 σ によって繰り返し応力を受けたときの破断回数、 $n(\sigma)$ は作用する応力振幅 σ の回数を表す。また σ_{min} 、 σ_{max} は σ の変動範囲を表す。したがって、疲労損傷確率 P_f をここでは次式によって定義する。

$$P_f = \text{Prob}[D \geq 1.0] \dots\dots\dots (6)$$

つまり、 D は確率変数であり、 $\text{Prob}[\cdot]$ は確率を表す。

いま、 $n(\sigma)$ は応力振幅の確率密度関数 $\tilde{f}(\sigma)$ (ただし、 $\sigma \geq \sigma_1$) と、予測交通量 V および振幅数台数比 α とを用いて表わすことができる。

$$n(\sigma) = \alpha \cdot V \cdot \tilde{f}(\sigma) = \alpha \cdot V \cdot \lambda \cdot \exp\{-\lambda(\sigma - \sigma_1)\} \quad (\sigma \geq \sigma_1) \dots\dots\dots (7)$$

一方、 $N(\sigma)$ としてここでは Birkenmaier の研究^{10), 11)} による $S-N$ 曲線を用いた。すなわち、 $S-N$ 曲線は正規分布に従うものとし、200万回の繰り返し回数に対するケーブルの破断応力振幅の平均値 $\hat{\mu}$ と標準偏差 $\hat{\sigma}$ 、および曲線の勾配を表わす指数 K によって与えられる。したがって、 $N(\sigma)$ は確率変数となり、ここでは上記の正規分布のフラクティル値 p に対応する破断回数として次式で表わす。

$$N(\sigma, p) = 2 \times 10^6 \cdot \left[\frac{\sigma}{\sigma^*(p)} \right]^{-K} \dots\dots\dots (8)$$

$$\sigma^*(p) = \hat{\mu} + \hat{\sigma} \cdot \Phi^{-1}(p) \dots\dots\dots (9)$$

ここに、 $\Phi(\cdot)$ は標準正規分布関数を表す。パラメーター $\hat{\mu}$ 、 $\hat{\sigma}$ 、 K の値を表-6に示す。ただし、この $S-N$ 曲線には素線に対するケーブルの強度低下および製作・架設誤差による強度低下を含んでいる。つまり、表-6に示す $\hat{\mu}$ の値は、Birkenmaierによれば素線の1/1.6で

表-6 S-N曲線のパラメーターの値 (文献10, 11より)

$\hat{\mu}$ (kgf/mm ²)	$\hat{\sigma}$ (kgf/mm ²)	K
27.70	4.30	4.5

ある。

式(7)と式(8)を式(5)に代入すれば、累積被害 D もまたフラクティル値 p の関数となる。

$$D(p) = \frac{\alpha \cdot V}{2 \times 10^6} \cdot \{\sigma^*(p)\}^{-K} \times \int_{\sigma_1}^{\infty} \lambda \cdot \exp\left\{-\lambda\left(\sigma - \frac{K}{\lambda} \ln \sigma - \sigma_1\right)\right\} d\sigma \dots\dots\dots (10)$$

(2) 疲労損傷確率とフラクティル値の関係

前述の仮定による車重の経年変化モデルを図-17に示す。ここで、Case-1は時間的に一定な分布特性モデルを表わし、Case-2は一定比率で分布特性が増加するモデルを表わす。

いま、パラメーター α 、 V 、 λ のある値に対して、 $n(\sigma)$ と $N(\sigma, p)$ の関係は図-18のようになる。まず、Case-1のモデルでは、 $n(\sigma)$ は σ のみの関数である。したがって、 $S-N$ 曲線の確率密度関数 $f_s(x)$ を式(5)を通して変数変換すれば²⁹⁾、累積被害 D の確率密度関数 $f_D(y)$ および超過確率関数 $G_D(y)$ を得ることができる。

$$f_D(y) = f_s(x) \cdot \left| \frac{dx}{dy} \right| \dots\dots\dots (11)$$

$$G_D(y) = \int_y^{\infty} f_D(y) dy \dots\dots\dots (12)$$

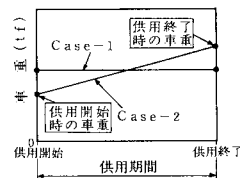


図-17 車重の経年変化モデル

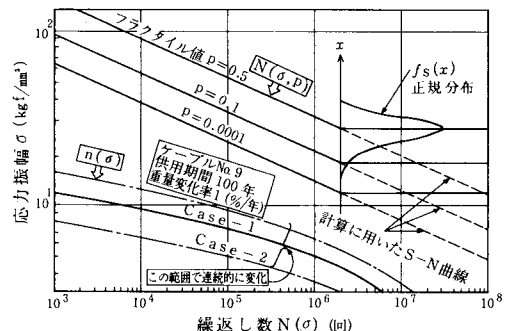
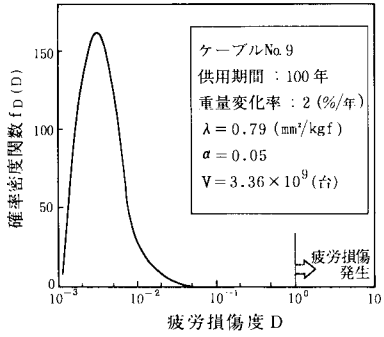
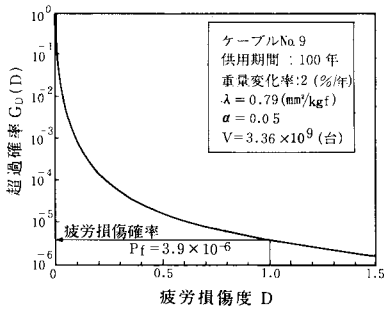


図-18 疲労損傷度予測の概要



図—19 疲労損傷度の確率密度関数



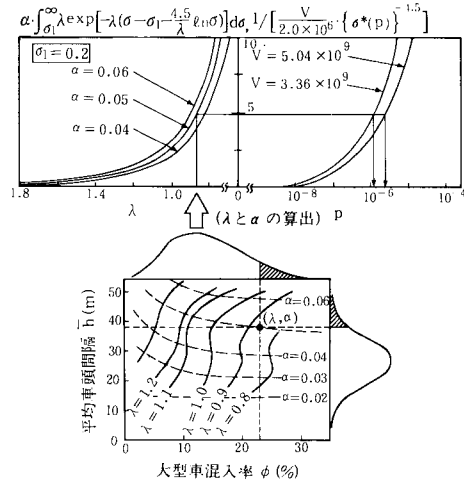
図—20 疲労損傷度と超過確率の関係

数値計算によって式 (11)、式 (12) を解いた一例を、それぞれ図—19と図—20に示す。すなわち、式 (6) の定義より、式 (12) において $y=1.0$ とすれば疲労損傷確率 P_f となり、さらに式 (11) に従って変形すれば、これはとりもなおさずフラクタル値 p を表わす。

$$P_f = \int_{1.0}^{\infty} f_n(y) dy = \int_{-\infty}^x f_s(x) dx = p \dots \dots \dots (13)$$

ただし、式 (13) では式 (11) の右辺の微係数は負の値を取っている。したがって上記のことを換言すれば、Case-1 のモデルでは累積被害 $D=1.0$ を与える S-N 曲線のフラクタル値 p が疲労損傷確率 P_f となる。

ここで、 P_f の算出方法を図—21に示す。まず、活荷重列の特性として大型車混入率 ϕ と平均車頭間隔 \bar{h} の確率分布よりそれぞれの特性値を仮定すれば、対応する λ と α の等高線図よりそれぞれの値が求められる。一方、 λ と α 、 p と V の組合せでそれぞれ図の縦軸に示す関数値が求められており、得られた λ と α 、および設定している V に対して図の矢印の方向に解析をすれば、求めるフラクタル値 p すなわち P_f が算出される。この方法は、大型車混入率と平均車頭間隔の特性値を利用する場合のみならず、与えられた任意の λ と α に対して適用できることはいうまでもない。



図—21 疲労損傷確率算出の概要

次に、Case-2 のモデルでは車重特性の変化に応じてパラメーター λ の値が変化し、供用期間中の $n(\sigma)$ 、さらには $D(p)$ は σ と λ の関数となる。したがって、 P_f を求めるためには σ のみならず、 λ の変動範囲に応じて $D(p)$ を積分する必要がある。図—17に示したように、車重が直線的に増加することから、 λ は変動範囲においては一様分布する。しかし、 $n(\sigma)$ や $D(p)$ は λ に対して線形関係にはなく、数値積分によって P_f を算出することが可能である。ただし、この場合の P_f と p とは一致しない。図—18に示した結果では、Case-1 のモデルでは $P_f=3.7 \times 10^{-7}$ に対して、Case-2 のモデルでは $P_f=8.5 \times 10^{-7}$ となった。

また、図—17では車重が直線的に変化するモデルを仮定したが、Case-2を拡張させ任意の曲線に沿って変化するモデルも容易に可能であることは明らかである。

(3) 計算例と考察

実働荷重列から得られた応力振幅の分布特性をもとに、橋梁の供用期間として100年と150年、車重の経年変化として1年当たりの変化率0~3(%)を与えて疲労損傷確率の計算を行った。結果を図—22に示す。ここで、Case-1とCase-2は図—17のモデルを表わす。

これによれば、 P_f に対する供用期間の影響に比べて、車重の変化率の影響が非常に大きいことがわかる。Case-2のモデルの場合、変化率1(%)ごとに約1桁ずつ P_f が増加している。また、同じ重量変化率を考えた場合、Case-2のモデルに比べてCase-1のモデルによる将来予測では P_f の評価が過少となり、Case-2のモデルを使うべきである。Case-2の場合、 P_f の算出には数値積分を行う必要があるが、以上の方法によってケーブルの疲労に対する信頼性予測過程が明らかとなった。これに従えば、信頼度評価が可能であると考えられる。

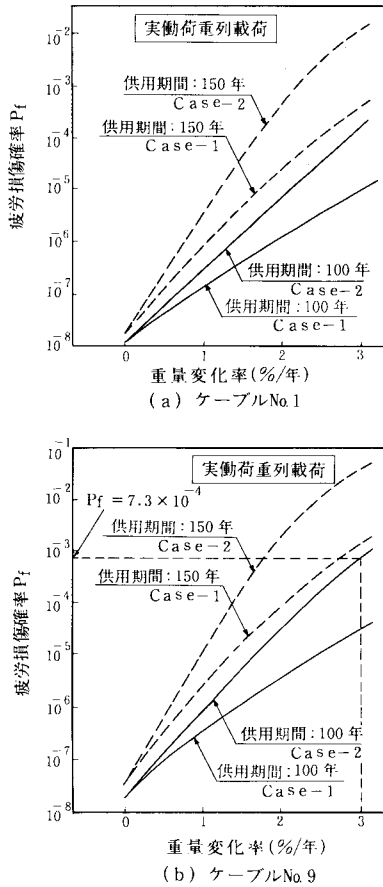


図-22 疲労損傷確率の計算例

ここで、各種統計量を充実することによって、さらに予測精度を向上することができる。

しかしながら、その予測手法をさらに実用化するためには、その際ここで示したようにフラクタル値を利用する方法が有効であると思われる。つまり、Case-2のモデルの場合に複雑な計算を避け、フラクタル値 p に適切な修正係数を乗じて P_f を算定する方法が考えられる。この場合、修正係数に影響する要因の分析と定量的な評価が必要となるが、この点は今後検討すべき課題である。

疲労損傷確率の大きさについてみると、ケーブル No.9 に対して供用年数 100 年、重量変化率 3 (%/年) を考えればほぼ $P_f=7.3 \times 10^{-4}$ であり、十分な信頼性を有していると結論することができる。しかしながら、図-19 に示したように、疲労損傷確率が累積被害の分布の非常に裾部の評価をしていることになり、値の絶対的評価については今後さらに検討すべきかと思われる。

ケーブル No.1 と No.9 の比較では、No.9 の方が数倍から 1 桁のオーダーで P_f が大きく、より厳しい活荷

重を受けることになる。

5. まとめ

本研究では、橋梁のケーブルに着目して疲労損傷予測の基礎的な手法を提示した。得られた成果と今後の課題をまとめると以下のようなものである。

(1) 本研究を進めるために、あらかじめその目的に合わせて交通荷重の実態調査を行い、得られた活荷重モデルを用いて疲労解析をした。従来このような流れを踏んだ研究は少ないが、心要とする情報を的確に反映することができ、その結果具体的な解析が可能となる点で非常に有効であると思われる。

(2) 実働荷重列による応力振幅の解析から、その確率分布として指数分布がよく適合することが明らかとなった。しかし、この結果が一般性をもつかどうかについては、今後の検討課題である。

(3) 応力振幅の確率特性に対しては、大型車混入率および車頭間隔の特性が大きな影響をもつことを示した。特に、前者の効果は大きく、今後さらにその影響について調査すべきである。

(4) ケーブルの $S-N$ 曲線と応力振幅の確率特性とから、疲労損傷確率の算定方法を示した。この中で、一般的な車重の経年変化が非常に重要であることが明らかとなり、今後可能な限り詳細な経年変化のデータを収集する必要がある。また、Case-1 と Case-2 のモデルを示して比較した結果、安全側の評価として Case-2 のモデルを使うべきであることを示した。

(5) 本橋のモデルにおける代表的なケーブルの疲労損傷確率は、ほぼ上限値として $P_f=7.3 \times 10^{-4}$ であり、十分な信頼性があると思われる。

(6) ここでは、疲労設計における慣用の設計荷重、たとえば道路橋示方書の 1/2 強度をもつ活荷重との対比は行わなかったが、本研究により得られた信頼性予測の手法を活用して、今後進めるべき重要な課題である。

(7) ここではケーブルに着目したが、ここでの予測手法を床版、床組等他の橋梁部材に対しても適用することができると思われる。

以上、本研究の成果が、今後のケーブルならびに各種橋梁部材の疲労設計に多少なりとも役立つことができれば幸甚である。

謝 辞：最後に、本研究にあたり便宜を賜った大阪府道路公社および枚方土木事務所の関係各位、ならびに解析に協力いただいた大阪大学土木構造研究室の川谷充郎助手および(株)総合技術コンサルタントの明田 修氏に対して深甚なる謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 岡 哲夫：長大吊橋用ケーブルの動向と技術開発，橋梁，Vol. 19, No. 1, 1983年1月.
- 2) 松川昭夫・亀井正博：北港連絡橋の計画と下部工の施工，橋梁と基礎，投稿中.
- 3) 牧野文雄：淀川橋梁の計画と設計，橋梁と基礎，Vol. 18, No. 10, 1984年10月.
- 4) 光島功雄・西 寿樹・新家 徹：ケーブルワイヤの疲労強度，神戸製鋼技報，Vol. 25, No. 1, 1975年1月.
- 5) DIN 1073：Stählerne Straßenbrücken, 1974.
- 6) 本州四国連絡橋公団：上部構造設計基準・同解説，昭和55年6月.
- 7) 阪神高速道路公団：安治川橋梁設計指針（案），昭和57年8月.
- 8) 松川昭夫・亀井正博・福井義典・佐々木佳男：影響因子を考慮した平行線ケーブルの疲れ強さ解析，構造工学論文集，Vol. 31 A, 1985年3月.
- 9) 新家 徹・広中邦汎・大石 靖：PWSの疲労強度，神戸製鋼技報，Vol. 28, No. 2, 1978年2月.
- 10) Birkenmaier, M. : Fatigue Resistant Tendons for Cable-Stayed Construction, IABSE Proceedings. P-30/80, Aug. 1980.
- 11) Birkenmaier, M. and Narayanan, R (長井 洋訳)：大径高強度斜張ケーブル疲労強度，橋梁，Vol. 10, No. 1, 1983年1月.
- 12) 佐伯彰一・金井道夫・笹森伸博：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.
- 13) 阪神高速道路公団：設計荷重（HDL）委員会報告書，第2編，昭和59年3月.
- 14) Shinozuka, M. and Kabori, T. : Fatigue Analysis of Highway Bridges, Proc. of JSCE, No. 208, Dec. 1972.
- 15) Albrecht, P. and Duerling, K. : Probabilistic Fatigue Design of Bridges for Truck Loading, Univ. of Maryland, June 1979.
- 16) 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，第334号，1983年6月.
- 17) 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一算法，土木学会論文集，第344号／I-1, 1984年4月.
- 18) 牧野文雄・小松定夫・岡田好彦・久保雅邦：変動活荷重に対するケーブルの信頼性予測手法，土木学会第40回年次講演会概要集，I-123, 昭和60年9月.
- 19) 牧野文雄・小松定夫・上田浩太・西村宣男：太径HiAmケーブル定着構造に関する研究，構造工学論文集，Vol. 31 A, 1985年3月.
- 20) 牧野文雄・小松定夫・向井文夫・岡田好彦・久保雅邦：橋梁における交通荷重調査と荷重特性の分析，橋梁と基礎，投稿中.
- 21) 大阪府・総合技術コンサルタント：旧鳥飼大橋調査委託報告書（その1），（その2），昭和60年2月～3月.
- 22) 建設省：昭和55年全国道路交通情勢調査.
- 23) 大阪府道路公社：千里丘寝屋川橋有料道路料金及び交通量関係添付書，昭和58年.
- 24) 交通工学研究会：交通工学ハンドブック，技報堂，昭和48年5月.
- 25) 運輸省自動車局・（財）自動車検査登録協会：諸分類別自動車保有車両数，昭和54年～昭和59年.
- 26) 運輸省自動車局・（財）自動車検査登録協会：積載量別自動車保有車両数，昭和54年～昭和59年.
- 27) 河本 実・石川 浩・尾上暉隆：全波法による不規則荷重の計数と疲れ強さ推定のプログラミングについて，日本機械学会論文集（第1部），37巻296号，昭和46年4月.
- 28) 国広哲男：道路橋の実働荷重と疲労設計，第22回構造工学シンポジウム，1976年1月.
- 29) 国沢清典：確率統計演習1，pp. 95～97，培風館，昭和48年1月.

(1985. 5. 27・受付)