

道路橋安全性の確率論的考察

大阪大学工学部 ○ 前田幸雄

日本鋼管 宮村隆夫

まえがき

道路橋主桁に作用する荷重あるいは応力に関する確率論的研究は数多く発表されている。之等は大概して二つに分けられ、1つは等分布荷重に確率論的考察を加えて主として静的問題と対象としたもの^{1)~4)}、今1つは疲労問題と対象とした最近の研究である。前者では橋梁上の車の存在台数と確率論的に求め、等分布荷重と総重量/支間長の形で評価するものであるが、安全性の目安と与えても破壊確率の算定はできない。後者の中で、小堀・藤塚の研究は⁵⁾、自動車列モデルを設定し、自動車荷重による橋桁の応答と動力学的に取扱って作用応力振幅頻度と求めている。Tungの研究⁶⁾は橋桁の応答がランダム・パルスの重ね合せとして表わされると考えて、作用応力ピーク頻度分布と求めている。小西・竹村の研究⁷⁾では静的重ね合せの中に動的効果と係数として取り入れることにより橋桁の応答が表わされると考え、Tungと同じ手法を用いて作用ピーク頻度分布と求めている。本研究では上記の諸研究とは異なった概念に立ち、自動車重量分布、車頭間隔分布等の交通流に関する因子を用いて、道路橋主桁の作用応力ピーク頻度分布と求める方法とを、之と適用した道路橋の静的疲労安全性評価の一例と示したものである。

1. 作用応力推定法の基礎概念

(1) 安全性検討に必要な応力

主桁に作用する応力の実測を行うと応力波形は平均的な波に高周波成分が重ったものとして得られる。しかし応力頻度の機械的計数は高周波成分を消去した後の波形に対して行われるのが普通である⁸⁾。疲労の場合には一般に高周波成分を無視することは危険な場合があるが、過去の実験結果から高周波成分の応力振幅が平均的な波形の応力振幅に比して小さい時は無視しても影響がないことが知られている⁹⁾。本研究では応力推定法として静的な形を基礎とする故に、高周波成分の影響は衝撃係数によって考慮するものとして、対象波形は高周波成分を無視した平均的な応力波形と考える。又静的取扱いは各波のピーク値のみと考慮すればよいが、疲労では応力波形の他に応力振幅と考える必要がある。しかし波形の極小値をすべて零と考えると解析すれば計数法としては安全側であり、従って応力のピークの分布さえ求めれば静的疲労の安全性の検討が可能となる。

(2) ピーク応力の発生条件

今、図-1のように単純はり上と集中荷重列 $P_1, \dots, P_N$ が等速度 V で動く状態と考えると、或る時刻 t における支間中央曲げモーメント $Y(t)$ は図-1の影響線を用いて

$$Y(t) = \sum_{i=1}^N (P_i \cdot a_i) \quad \text{----- (1)}$$

今、 P_1, P_2 なる二つの集中荷重が同時に単純はり上と通過する時の支間中央曲げモーメントの時間的変化は図-2のようになる。この場合の折点はある集中荷重が橋に入る時、支間中央を通過する時、および橋から出て行く時に生ずる。之等の各々に $Y(t)$

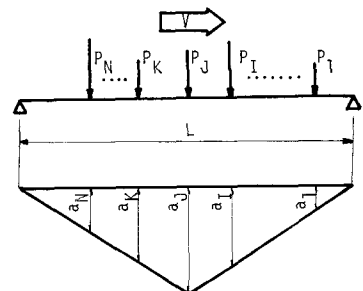


図-1 荷重列と支間中央曲げモーメント影響線

が \$t\$ でピークを生ずる爲の条件 $Y'(t-\Delta t) > 0, Y'(t+\Delta t) < 0$ と適用して、 $Y(t)$ がピークを生ずる爲にはその瞬間に 1 荷重が支向中央と通過することが条件となること分かる。又図-1のように P_j が支向中央にあり、前後に $P_1, \dots, P_i$ と $P_k, \dots, P_n$ がある場合に上の条件と適用すると $\left| \sum_{i=1}^i P_i - \sum_{k=1}^n P_k \right| < P_j \dots \dots (2)$ が今一つの条件として求めらる。又ピーク応力値は式(1)の $Y(t)$ の応力変換によって得らる。

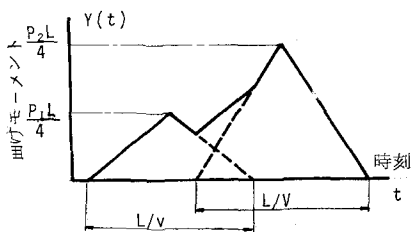


図-2 2 個の集中荷重同時載荷の場合の $Y(t)$ と t の関係

(3) ピーク応力分布の計算法

単純ばりの支向中央部のピーク応力分布計算法についてのであるが、蓋目矢が支向中央でない場合や複数車線の場合も基本的には同じ手法を用い得る。計算すべき諸量としては 1) P_j の確率密度関数 $f_j(x)$, これは自動車重量分布に他ならない。2) $P_j \cdot a_j$ の確率密度関数 $f_{jT}(y)$, これは $f_j(y/a_j)/a_j$ と表わし得る。3) $\sum_{i=1}^i P_i$ と $\sum_{k=1}^n (P_k \cdot a_k)$ の同時確率密度関数 $f_i(x, y)$ 。今橋梁上の 1 台の自動車重量とそれによる曲げモーメントの同時確率密度関数と $f_i(x, y)$ とすると $f_i(x, y) = f_j(x)/a_j \cdot x, a_j \cdot x \geq y \geq 0$, 2 台の場合は $f_i(x, y)$ と用いて $f_2(x, y) = \int_0^y \int_0^x f_1(x-x_0, y-y_0) \cdot f_1(x_0, y_0) dx_0 dy_0$, 同様にして 3 台の場合は $f_3(x, y) = \int_0^y \int_0^x \int_0^x f_2(x-x_0, y-y_0) \cdot f_1(x_0, y_0) \cdot dx_0 dy_0$, 以下同様である。今支向長の 1/2 の区画内の自動車存在台数の分布が, 0 台, 1 台, 2 台, ... に依りて $P(0), P(1), P(2) \dots$ によって与えらるると $f_i(x, y) = \delta(x) \cdot P(0) + \sum_{i=1}^{\infty} \{f_i(x, y) \cdot P(i)\}$, ここで $\delta(x)$ = ディラックの超関数, 又 $\sum_{i=1}^i P_i$ と $\sum_{k=1}^n (P_k \cdot a_k)$ の同時確率密度関数 $f_k(x, y) = f_i(x, y)$ 。4) $\left| \sum_{i=1}^i P_i - \sum_{k=1}^n P_k \right|$ と $\sum_{i=1}^i (P_i \cdot a_i) + \sum_{k=1}^n (P_k \cdot a_k)$ の同時確率密度関数 $f_k(x, y)$, これを求めるには $f_i(x, y)$ と $f_k(x, y)$ を用いて $f_{ik}(x, y) = \int_0^y \int_{x-x}^x \int_0^y f_i(x_1, y_1) \cdot f_k(x_2, y-y_1) dy_1 dx_2 dx_1$ 。5) $\sum_{i=1}^i (P_i \cdot a_i)$ の確率密度関数 $f(y)$ は $f_{jT}(y)$ と $f_{ik}(x, y)$ と用いて $f(y) = \int_0^y \int_0^{y/a_j} f_{jT}(y_0) \cdot f_{ik}(x_0, y-y_0) dx_0 dy_0$, この積分は 1 にならない。支向中央で 1 台の車が通過することと 1 とした時に、ピークの発生しない確率だけより小さい値となる。以上は曲げモーメントのみを扱ったが、応力への変換は容易にできる。

2. 交通流モデルと対象道路木橋

(1) 交通流

自動車重量分布, 車頭間隔等の交通流に対する假定と, 交通流諸因子の安全性能への影響と調べる爲のモデルについて考察する。静的強度については¹⁰⁾ SM50 の材料降伏点を用い, その分布型は対数正規分布, 平均値は 3750 kg/cm^2 , 変動係数は 0.08 とする。疲労強度については^{11)~(5)} SM50 の時間強度 S とし, 分布型は対数正規分布, 200 万回時間強度の中央値を 1500 kg/cm^2 , 従って時間強度の対数平均値は $\log(1500)$, S-N 曲線の傾きは確定量として平均値は 6.0, 又寿命対数標準偏差は 0.25 とする。

1) 自動車総重量分布: 自動車輪荷重実測は最近多く発表されているが²³⁾ 自動車総重量の実測例は極めて少く, 図-3 はその一例である。又一方総重量

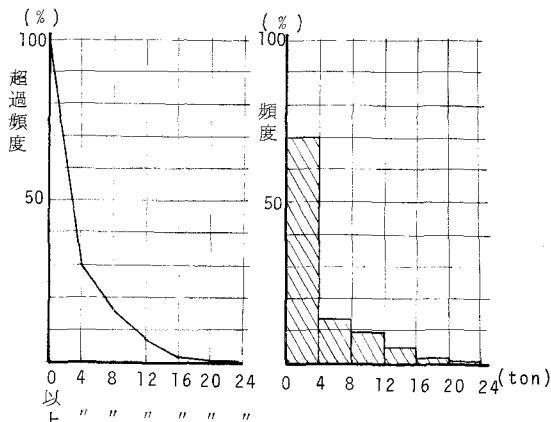


図-3 自動車総重量の頻度 (国道 4 号線、宮城県大河原町)

の分布が重量群に従って3つのモードをもった分布形を示すことが報告されている。時に大型車については正規分布又はPearson系Ⅰ型が当てはまるという報告もある。¹⁶⁾ ここで¹⁶⁾は自動車と小型車、中型車、大型車の3種から成るものとし、各車種毎に正規分布が当てはまるとし、3つの正規分布と重畳させることにより総重量の分布を表すことにした。表-1に示した標準

表-1 自動車総重量分布の標準ケース

ケースの車種別混合率および分布のパラメータは、0.4, 8, 12, ..., 24トンにおける超過確率が図-3の実測値に傾向として一致し全体としてやや大きめとなるように選んだ。今大型車、中型車、小型車の確率密度関数と夫々 $\phi_1(x)$, $\phi_2(x)$, $\phi_3(x)$ とする時、混合率 $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$

車種	平均重量	重量標準偏差	混合率
大型車	20トン	6トン	0.02
中型車	10トン	4トン	0.23
小型車	2トン	1.2トン	0.75

とすれば「全体とおおむね重量確率密度関数 $\phi_0(x)$ は $\phi_0(x) = \alpha_1 \phi_1(x) + \alpha_2 \phi_2(x) + \alpha_3 \phi_3(x)$ (3) 又正規分布が $-\infty < x < +\infty$ の定義域をもつことから $1 - \Phi_0(0) = \int_0^{\infty} \phi_0(x) dx < 1$ となる。 $\Phi_0(0) \approx 0$ である故に、之を無視してもよいが、 $\phi_0(x) = \phi_0(x) / \int_0^{\infty} \phi_0(x) dx$ の補正を行う。安全性におよぼす自動車総重量の影響を調べる為、標準ケースに対する重量比を0.8, 0.9, 1.0, 1.1, 1.2と変化させ、又車種別混合率の影響を調べる為、中大型車混合比率15%, 25%, 35%とした時の破壊確率 P_f と静的と疲労について計算を行った。その結果、重量比によって両者共にかなりの中に亘って P_f が変化することが分る。

2) 車頭間隔分布：道路橋の安全性には橋上の自動車存在台数が重要な因子となる。その分布は2項分布又はポアソン分布に従うといわれ、ポアソン分布が2項分布の極限の形として得られることから、この研究にはポアソン分布を仮定したものが多¹⁾い。このことは車頭間隔の分布と指数分布と仮定することと同じ意味をもつ。車頭間隔分布と指数分布および Γ 分布($K=2$)とした場合の比較計算と単位長当りの存在台数 $\lambda = 0.01 \sim 0.03$ 台/mについて、後述の1等橋、24m、外桁と1等橋、40m、外桁の静的と疲労の破壊確率と計算した結果、分布形による差が小さくないことから、車頭間隔の確率密度関数が $\mu = 0.02$ mの指数関数に従うものとし、従って有限区間 $L/2$ 内の自動車存在台数が m である確率 $P(m)$ は $P(m) = (\mu \frac{L}{2})^m e^{-\mu \frac{L}{2}} / m!$ (4)。ここで $K=1$ なる故 $\mu = K\lambda = \lambda = 0.02$ m。

(2) 計算に用いた対象道路各橋

応力算定対象の道路橋は建設省土木研究所設計：洛南

表-2 道路橋モデル

重合成桁橋標準設計、日本道路協会、昭38から選んだ表-2に示した3橋で、応力算定位置は支向中央下フランジである。使用鋼材はSM50(主梁部材)、主桁の設計法は1等橋(3本主桁)については格子計算、2等橋(2本主桁)については慣用計算による。先ののべた同時載荷制限台数は、1台当り占

記号	橋格	幅員	支向長	部材	死荷重応力
ST1	1等橋	6m	40m	外桁	1108 kg/cm ²
ST2	"	"	"	中桁	1045 "
ST3	"	"	24m	外桁	888 "
ST4	"	"	"	中桁	840 "
ST5	2等橋	"	"	外桁	1122 "

有長と8m、支向40mで5台、24mで3台載荷とし、且つ互いに独立集中荷重として取扱った。橋軸に直角方向の載荷位置は1台当りの占有幅と2.75mとして、着目部材箇所に最大応力と生ずる位置に配した。又衝撃の影響は現行示方書の衝撃係数によって考慮した。中桁については両車線の荷重について差がないので、1車線についてのみ自動車支向中央と通過する時の状態を考えれば他の車線についても同様である。外桁についてはその直上の車線支向中央と自動車と通過する時ではなく、対向車線について同様のことと考えるべきであるが、対向車線支向中央と自動車と通過する際のピーク応力発生確率は、例えば「最も影響の大きいと考えられる2等橋外桁について対向車線支向中央と自動車と通過する時のピーク

応力分布と計算した結果極めて小さいことと確めた。従つて対向車線の影響と無視することにする。尚安全性検討の際の載荷回数としては外桁では1車線交通量、中桁では2車線交通量ととみなす。

3. ヒューフ応力分布計算の結果

ST-1へ5に対する超過確率と活荷重と衝撃に対して計算した結果は図-4に示してある。外桁については自動車直上の車線支向中央と通過する場合を1とし、中桁については何れか一方の車線支向中央と通過する場合を1としている。之によると中桁よりは外桁、又1等橋よりは2等橋、40m支向より24m支向の方が超過確率が一定の応力レベルに対して大きいことが分る。主桁の実働応力の調査^{(8),(12),(18)}による

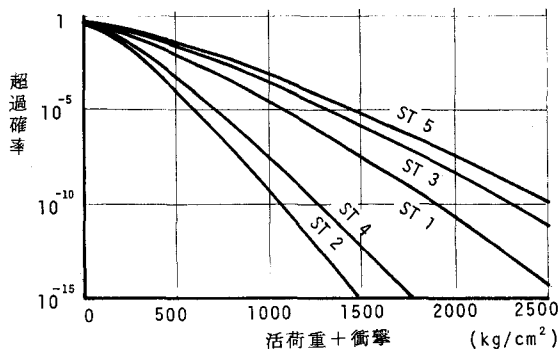


図-4 ピーク応力分布計算結果

と指数分布に近い形を示すことが報告されているが、本計算の結果と片対数座標上にプロットしたものは直線とはならず、やや曲つた形となる。このことから本計算がかなり実情と反映し、主桁応力が指数分布と正規分布の中間的な分布形を示すことが分る。従来からの応力推定法の研究では自動車重量分布ととり入れたものがなく、ここにのべた推定法と既往の研究結果との比較は難しい。

4. 静的破壊確率の計算

(1) 基本式

構造物又はその部材が安全であるかどうかは荷重と強度の大小によつて定まる。今荷重と S 、強度と R とすると、安全である確率 $P_s = P_f(S < R)$ 、破壊ある確率 $P_f = P_f(S > R)$ (5) 又、 $P_s + P_f = 1$ である。しかし荷重又は強度の何れか一方が確率変数である場合、又は両者が何れも確率変数の場合には

$$P_f = \int_0^{\infty} f_s(y) \left\{ \int_y^{\infty} f_R(x) dx \right\} dy = \int_0^{\infty} f_s(y) F_R(y) dy = \int_0^{\infty} f_R(x) \left\{ \int_0^x f_s(y) dy \right\} dx = \int_0^{\infty} f_R(x) \{1 - F_s(x)\} dx \quad \text{.....(6)}$$

ここで $f_s(y)$ 、 $F_s(y)$ = 荷重の確率密度関数と分布関数、
又 $f_R(x)$ 、 $F_R(x)$ = 強度の確率密度関数と分布関数。

もし道路橋のように耐用期間中の載荷回数が $10^6 \sim 10^8$ 回というような場合には、一般に n = 荷重の載荷回数とみなし、 n 回迄に少なくとも1回 $E(S > R)$ が生ずる確率 P_{fn} は

$$P_{fn} = \int_0^{\infty} f_R(x) \left\{ 1 - \left(\int_0^x f_s(y) dy \right)^n \right\} dx = \int_0^{\infty} f_R(x) \{1 - F_s^n(x)\} dx \quad \text{.....(7)}$$

(2) 強度についての影響因子：交通流のところで既述したと同じものを用いる。

5. 疲労破壊確率の計算

(1) 疲れ被害則

有限寿命と設定する場合の疲労設計には疲れ被害則、即ち疲労寿命推定法が不可欠のものである。疲れ被害則に関する多くの提案が之迄の研究によつてなされている。⁽¹⁹⁾ 主なものは直線被害則、直線被害則と修正した法則、疲労度と応力と繰返し回数の関数として導いた法則、亀裂の伝播より導いた法則、亀裂の発生過程と進展過程に分けて導いた法則、応力繰返し中の塑性歪みにもとづいて導いた法則、等である。しかし実働荷重に対する統一的な疲れ被害則と導くことは現在のところ困難である。

土木以外の分野でも有限寿命設計ととり入れる場合の被害則としては直線被害則又はその修正法則によらざるを得ないのが実情である。一定応力振幅の場合の実験結果、即ちS-N曲線から疲労寿命と推定するいわゆるマイナー則とよばれる直線被害則が広く用いられてきたが、実働応力は殆んどが過小応力から成り立つことから、実働応力に対して直線被害則を用いて寿命推定を行うことは危険である。その結果、直線被害

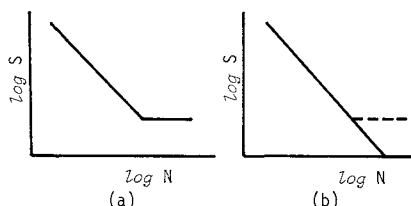


図-5 基本S-N曲線と修正直線被害則

則と修正する試みが必要、又その可否について多くの実験的研究がなされてきたが、未だ明快な解答がない。しかし多くの研究者は修正法として修正直線被害則又はCorten-Dolanの方法を推唱している。実際に作用する応力は過小応力の割合が大きく、又過小応力が大部分であるところから、本研究では図-5(a)なる基本S-N曲線に対して、疲労限度で水平としないで疲労限度以上のS-N曲線の傾きと疲労限度以下に延長した図-5(b)の修正直線被害則を用いることにした。

(2) 計算上の假定

1) 基本S-N曲線に関する假定、図-6：基本S-N曲線は両対数座標上で直線とある。耐久限度は200万回時間強度上に一致する、即ち $N > 2 \times 10^6$ 回ではS-N曲線は水平となる。疲労限度のばらつきは時間強度(又は寿命のばらつき)により表わすことができ、S-N曲線の傾き θ は確定量とする。

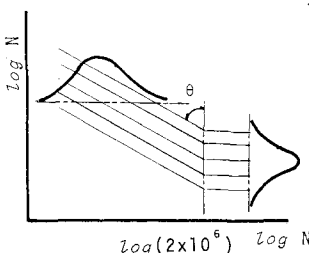


図-6 基本S-N曲線

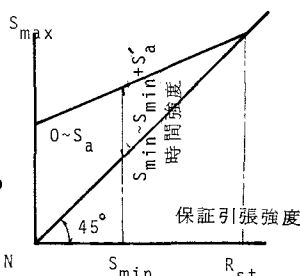


図-7 修正Goodman図表

2) 最小応力(死荷重応力)の補正に関する假定：最小応力は確定量とする。最小応力の補正は修正Goodman図表(図-7)による。修正Goodman図表は直線で表わされるものとし、静的強度としては保証引張強度を用いる。

3) 過小応力の考慮に関する假定：過小応力の影響は修正直線被害則により評価できるものとする。

(3) 安全性検討の基本式

静的破壊確率の算定式は $P_f = P_f \left(\frac{S}{R} > 1 \right) = P_f (S > R)$ (8)

疲労破壊確率の算定式は $P_f = P_f \left(\sum_{i=1}^n \frac{S_i^\theta}{N_0 S_0^\theta} > 1 \right)$ (9)

ここで S_i は*i*回目の載荷による応力、 n =載荷回数、 N_0 =応力 S_0 に対する疲労寿命、 θ =S-N曲線の傾きである。式(9)はS-N曲線が両対数座標上で直線となることと、修正直線被害則が成立することと前提としている。以下に式(9)のかつこ内の諸量の性質を考えて式(9)の變形を試みる。

1) n ：今1日の交通量の測定を多数回行うと、その結果1日交通量の分存がばらばら、平均値10000台、標準偏差1500台が得られ、従って変動係数0.15となる。今1年と365日、耐用年と50年とすると耐用年限中の交通量の平均値、標準偏差は中心極限定理により $\mu = 10,000 \times 365 \times 50$ 、 $\sigma = 1500 \times \sqrt{365 \times 50}$ となり、従って変動係数は0.00111となり、 n は確定量として取扱つてよい。

2) $\sum_{i=1}^n S_i^\theta$ ：道路橋の耐用年限中の載荷回数は極めて多く、上にのべたと同じ理由から、このばらつきを考慮する必要はなく、 $\sum_{i=1}^n S_i^\theta = n \int_0^\infty S^\theta f(s) ds$ として S^θ の期待値と*n*倍すればよい。

3) θ : 疲勞強度に関する因子は θ と N_0 であるが、疲勞強度のばらつきを考慮する場合は何れか一つを確定量と考え、ばらつきを一つの因子で代表させることができる。ここでは θ を確定量として N_0 でばらつきを考慮することにする。

$$\text{以上のことから式(9)を變形して } P_f = P_f \left(\frac{N}{N_0 S_0} \int_0^\infty S^\theta \cdot f(s) ds > 1 \right) \dots\dots\dots (10)$$

ここで、 N =載荷回数(確定量)、 N_0 =応力レベル S_0 と單獨に載荷した時の破壊までの繰返数(確率量)、 S_0 =基準となる応力レベル(確率量)、 θ =(確定量)、 S =応力レベル(確率量)、 $f(s)=S$ の確率密度関数、即ち応力レベルと衝撃による応力の確率密度関数である。式(10)を更に書きかえると、

$$P_f = \int_0^C f_{N_0}(x) dx, \text{ ここで } f_{N_0} = 0 \sim S_0 \text{ の片振疲勞寿命の確率密度関数。 } C = \frac{N}{S_0} \int_0^\infty S^\theta f(s) ds \dots\dots (11)$$

6. 計算結果

安全性に関する強度上の因子については交通流の諸因子の影響の計算のところで述べたと同じ数値資料を用い、静的と疲勞の破壊確率 P_f と夫々式(7)と式(11)から計算できる。その結果を示すと図-8の如くで、一貫鎖線は静的の場合、実線は疲勞の場合を示す。対象とした道路橋の中で ST-5、即ち2等橋、24m、外桁の場合が静的・疲勞共に P_f が大で、以下 ST-3、1等橋、24m、外桁；ST-1、1等橋、40m、外桁；ST-4、1等橋、24m、中桁；ST-2、1等橋、40m、中桁の順となり、ピーク応力の超過確率の大きさに対応している。ST-5についてみると $N < 6 \times 10^8$ 位では静的破壊が支配し、より回数が多くなると疲勞が支配することがある。この傾向は他の桁についても同じであるが、ST-1では実用上静的破壊で支配されるとみなし得る。

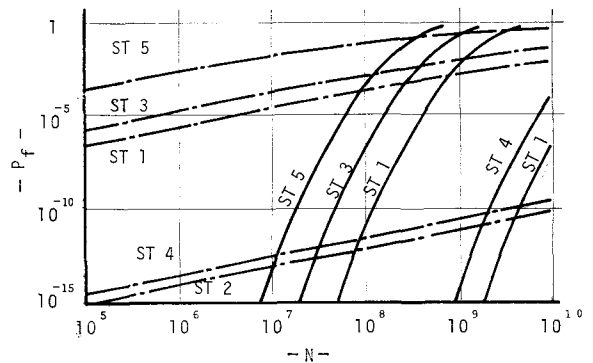


図-8 主桁の破壊確率

7. 拡張信頼性理論の適用

(1) 静的破壊への適用の問題点

Angは構造物の静的確率設計に対し、拡張信頼性理論を発表した。^{20), 21)} 又、耐風設計に応用して実際の応用例を示した。²²⁾

拡張信頼性理論と道路橋の静的問題に適用する場合、耐風設計にはない新しい問題が生ずる。風荷重は純粋な自然現象とみなされ、従って耐用年限中の経年変化と考える必要がない。しかし道路橋主荷重の交通荷重による応力は統計的な性質をもつことは確かであるが、純粋な確率現象ではなく、人間による制御が可能であり、従って耐用年限中の経年変化と考慮する必要がある。又道路橋の作用応力の年最大応力の測定資料があるわけではなく、極めて限られた期間中の資料があるにすぎない。その他耐用年限中の載荷回数についても風の場合には荷重として年最大風速を用いるならば載荷回数が即ち耐用年限であるのに反し、交通荷重の場合には載荷回数も予測されなければならぬ。従って交通荷重の場合、風荷重と比較して構造物の安全性に影響する要素の中で、荷重と強度の分布形の選取、およびそのパラメータの推定の中に、共に主観的不確実性が存在するが、交通荷重の場合、極値統計資料としての載荷回数、経年変化も亦主観的不確実性と有し、従って耐風設計

以上に拡張信頼性理論の適用の可能性がある。

しかし Ang の方法 に見られるように $P_0\{P_f(R < \nu S)\}$, $P_f\{P_f(N > h\nu)\}$ と $P_0 = P_f = \sqrt{P_f}$ としたのでは古典的信頼性理論の欠陥が依然として残ることになり, その為には P_0 と 10^{-4} 程度に固定し, 且つ P_f と P_f/P_0 から定める必要があり, 従って $P_0 = P_f = \sqrt{P_f} = 10^{-3}$ に対して求めた係数 h (=客観的不確実性と主観的不確実性に関する項と分離し, かつ採用する分布関数による結果の敏感性と減ずる為の係数) とそのまま用いることができる, 新しく h と求める必要が生ずる。今後の研究の問題である。

(2) 疲労破壊への適用の問題

疲労破壊確率の算定式が式(10)で表わされる場合には, 主観的不確実性の導入は次のように行うことができる。式(10)で主観的不確実性と考慮すべき要素は n, S, N_0 である。之等の主観的不確実性と N_n', N_s', N_{N_0}' とすると, $N' = N_n' \cdot N_s' \cdot N_{N_0}'$, $\bar{N}'$ (平均値) $= \bar{N}_n' \cdot \bar{N}_s' \cdot \bar{N}_{N_0}' = 1.0$, $\Delta N'$ (変動係数) $= \sqrt{\Delta N_n'^2 + \Delta N_s'^2 + \Delta N_{N_0}'^2}$ と用いると式(10)は

$$P_f = P_f \left\{ \left(\frac{n \cdot N_n'}{N_{N_0}'} \right) S_0^\theta \int_0^\infty (N_s' \cdot S)^\theta \cdot f(s) ds > 1 \right\} = P_f \left\{ N' \frac{n}{N_{N_0}'} S_0^\theta \int_0^\infty S^\theta f(s) ds > 1 \right\} \dots\dots (12)$$

又, 疲労強度と N_0 (寿命) でなく S_0 で表す時には上式に対応して $N' = N_n' \cdot N_{S_0}' \cdot N_{S_0}'$, $\bar{N}' = \bar{N}_n' \cdot \bar{N}_{S_0}' \cdot \bar{N}_{S_0}' = 1.0$, $\Delta N' = \sqrt{\Delta N_n'^2 + \Delta N_{S_0}'^2 + \Delta N_{S_0}'^2}$ と用いると

$$P_f = P_f \left\{ \left(\frac{n \cdot N_n'}{N_{N_0}'} \right) S_0^\theta \int_0^\infty (N_s' \cdot S)^\theta f(s) ds > 1 \right\} \dots\dots\dots (13)$$

又客観的不確実性と主観的不確実性に関する項に分離した式は

$$P_f = P_f \left\{ \nu' \cdot \frac{n}{N_{N_0}'} S_0^\theta \int_0^\infty S^\theta f(s) ds > 1 \right\} \cdot P_f \{ N' > h\nu' \} \dots\dots\dots (14)$$

更に実際の計算に便なるようにかきかえると式(12)と式(14)は夫々

$$P_f = P_f \left\{ N \cdot \left(\frac{n}{N_{N_0}'} S_0^\theta \int_0^\infty S^\theta f(s) ds \right)^\theta > 1 \right\} \dots\dots\dots (15)$$

$$P_f = P_f \left\{ \nu \left(\frac{n}{N_{N_0}'} S_0^\theta \int_0^\infty S^\theta f(s) ds \right)^\theta > 1 \right\} \cdot P_f \{ N > h\nu \} \dots\dots\dots (16)$$

ここで $N = (N')^\theta = N_n'^\theta \cdot N_{S_0}'^\theta \cdot N_{S_0}'^\theta$, $\bar{N} = \bar{N}_n'^\theta \cdot \bar{N}_{S_0}'^\theta \cdot \bar{N}_{S_0}'^\theta = 1.0$, $\Delta N = \frac{1}{\theta} \Delta N' = \frac{1}{\theta} \sqrt{\Delta N_n'^2 + \Delta N_{S_0}'^2 + \Delta N_{S_0}'^2}$ 。

式(15)と式(16)は更に次のように Ang が静的問題に対して導いた式と同じ形の式に変形できる。

$$P_f = P_f \{ S_0 < NC \} \text{ および } P_f = P_f \{ S_0 < \nu C \} \cdot P_f \{ N > h\nu \} \dots\dots\dots (17)$$

ここで $C = \left(\frac{n}{N_{N_0}'} S_0^\theta \int_0^\infty S^\theta f(s) ds \right)^\theta = \text{一定}$ 。

S_0 と C は静的の場合の R, S に夫々対応し, 且つ S が確率変数であるのに対して, C が確定量となるところが静的との差異である。式(17)が拡張信頼性理論を用いる際の疲労破壊の基本式である。疲労問題では生起確率の極めて小さい大荷重でなく, 普通に現れる程度の大きさの荷重が対象になるので, 得られた頻度分布そのものと用いることができる。分布関数選択の問題は疲労強度についての考慮が不十分で, 荷重については資料が多ければ分布関数のあてはめが必要でない。Ang は静的設計基礎式の h と定めるに当って, 対数正規分布の荷重と強度と基準にしている。従って式(16)の中の h と定めるには対数正規分布強度と基準にとるならば Ang が静的問題について求めた h の値と用いることができる。

あとがき

道路橋主桁の安全性と取扱う前に著者は、本論文でのべたように、前もって次のことと検討した。即ちも衷的信頼性理論にもとづき、荷重・静的強度・疲労強度に關する諸因子が安全性におよぼす影響を調べた。又、疲労安全性評価に必要な疲労被害則の適切な調査と検討を行った結果、修正直線被害則を採用し、それにもとづいて安全性検討基礎式と式(10)の形で導いた。更に静的安全性の評価と設計は一般に複雑な数値計算によらなければならぬが、疲労安全性の評価と設計は2~3の数表があれば殆どどの分布関数について比較的簡単な手計算により可能であることと明らかにした。

本論文では道路橋主桁の安全性の評価に當って応力推定法を考案し、その基礎概念と具体的な計算法を示した。又実際の道路橋に適用してこの推定法が実情と比較的良く反映していることを明らかにすると共に、実際の道路橋の安全性に交通流に關する諸因子、即ち自動車重量分布、自動車車頭間隔分布が如何に影響するかを調べた。之等の検討結果と豫備研究で求めた破壊確率計算の基礎式を用いて、5種類の単純合成桁橋の主桁の静的および疲労破壊の確率と計算した。その結果、1日凡そ10,000台の交通量で50年位の耐用年数のもとでは対象とした橋桁に關する限り、暫時的破壊の方向が支配的であることが明かにされた。

最後に拡張信頼性理論の道路橋安全性評価への適用について、静的・疲労共に主観的不確実性を取り入れる必要があることを説明し、ついて静的および疲労問題への適用について論じ、更に拡張信頼性理論にもとづいて疲労安全性評価の基礎式と式(17)の形で誘導した。

参考文献

- 1) 中川建治：換算等分布荷重の確率論的考察，土論文集，第127号，昭41.3.
- 2) 中川建治：はりに作用する荷重の統計的取扱について，土論文集，第175号，昭45.3.
- 3) 中川建治：静荷重に対するはりの応答の極値に關する2,3の考察，土論文集，第183号，昭45.11.
- 4) I. Konishi, M. Shinzuka: Stochastic Study on Uniform Live Load in Design of Highway Bridge, Symp. on Loading of Highway Bridges, IABSE, Stockholm, 1956.
- 5) M. Shinzuka, T. Kobori: Fatigue Analysis of Highway Bridges, Tech. Rept. 8, Columbia Univ., Jan. 1971.
- 6) C. Tang: Life Expectancy of Highway Bridges to Vehicle Loads, Proc. ASCE., EM6, Dec. 1969.
- 7) 小西・竹村：走行荷重による道路橋の疲労寿命推定に關する確率統計的研究，第18回橋梁・構造工学研究発表会，昭46.12.
- 8) 岡村宏一：応力頻度の測定について，JSSC, Vol. 5, NO. 43, 1969.
- 9) 田中道七：突加荷重の解析と寿命設計，技学会誌，第73巻，621号，昭45.10.
- 10) 西村昭：鋼材の機械的性質のばらつきについて，JSSC, Vol. 5, NO. 48, 1969.
- 11) 横堀武夫：材料強度学，技報堂，昭42.
- 12) 日本金属学会：金属材料の強度と破壊，技報，昭45.
- 13) T.R. Gurney: Investigation into Fatigue Strength of Welded Beams, Part II, III, British Weld. J., July, Sept. 1962.
- 14) H.S. Lew, A.A. Toprac: Fatigue Strength of Hybrid Plate Girders under Constant Moment, Highway Research Record, NO. 167, 1967.
- 15) 伊藤文人，他：80 kg/mm²高張力鋼梁の曲げ疲労試験，土木学会，第26回年次講演集，昭46.10.
- 16) 西村昭：疲労破壊の確率と橋の疲労設計について，土論文集，第68号，昭35.5.
- 17) 国広哲男：橋梁の応力頻度と車荷重調査，JSSC, Vol. 5, NO. 43, 1969.
- 18) 大島又：既設橋梁の応力頻度と載荷状況について，JSSC, Vol. 5, NO. 43, 1969.
- 19) 山田敏郎：疲労被害則の展望，技学会誌，73巻621号，昭45.10.
- 20) A.H.-S. Ang, M. Amin: Safety Factors and Reliability in Structural Design, Proc. ASCE, ST 7, July 1969.
- 21) A.H.-S. Ang: Extended Reliability Basis of Structural Design under Uncertainties, 9th Reliability and Maintainability Conf. SAE/AIAA/ASME, Detroit, July 1970.
- 22) A.H.-S. Ang, M. Amin: Formulation of Wind-Resistant Design Based on Acceptable Risk, 3rd Int. Conf. on Wind Effects on Buildings and Structures, Tokyo, Sept. 1971.
- 23) 交通荷重の実態と道路橋への影響に關する研究，土研資料，626号，昭45.10.