

(2) 沈下が曲げモーメントに与える影響は、(18)・(19)式が示すように、径間が長いほど、また、ヤング係数、断面二次モーメントが小さい材料ほど有利である。従つて、沈下のおそれある箇所には、連続バリアを架設する場合、鋼・P・Cゲタは鉄筋コンクリートゲタよりも有利である。

(3) 設計にあたり、 $E \cdot I_2 \cdot l \cdot y$ を一定と考える場合は、 $M_{(1)} \cdot M_{(2)}$ と $m \cdot n$ との間に、つぎの関係がある。

(i) 支承1のみが沈下する場合

$$M_{(1)} > 0 \quad M_{(2)} < 0$$

$$|M_{(1)}| > |M_{(2)}|$$

$|M_{(1)}| \cdot |M_{(2)}|$ は $m \cdot n$ の減少函数

(ii) 支承1・2が沈下する場合

m を定数とし、 n について考察する。

$y_1 = ky_2$ かつ $k > 1$ とすれば

$$|M_{(1)}| > |M_{(2)}|$$

(a) $M_{(1)}$ について

$M_{(1)} > 0$ 、 $M_{(1)}$ は n の減少函数

(b) $M_{(2)}$ について

$$k = \frac{2mn(m+1)+3m+2}{2m^2n+3m+1} \quad \text{ならば} \quad M_{(2)} = 0$$

$$k > \frac{2mn(m+1)+3m+2}{2m^2n+3m+1} \quad \text{ならば} \quad M_{(2)} < 0$$

$$1 < k < \frac{2mn(m+1)+3m+2}{2m^2n+3m+1} \quad \text{ならば} \quad M_{(2)} > 0$$

$$\text{なお、} 1 < k = \frac{9m+5}{9m+4} \text{ および } k > \frac{2mn(m+1)+3m+2}{2m^2n+3m+1}$$

ならば、 $|M_{(2)}|$ は n の減少函数

$$\frac{9m+5}{9m+4} < k < \frac{2mn(m+1)+3m+2}{2m^2n+3m+1} \quad \text{ならば、}$$

(r) 式は $M_{(2)}$ に最大値を与える。

(4) 支承0、または、3あるいは支承0・3が沈下するとき、支承1・2におこる曲げモーメントは、支承1・2が沈下したときにおこる曲げモーメント $M_{(1)}$ ・ $M_{(2)}$ と、絶対値が等しく符号が反対であるので、前項(3)を適用できる。

本研究は特殊設計室長友永和夫博士の指導をうけ、計算は斎藤昇君の協力を得たことを付記する。

参考文献

- 1) 深谷：断面を異にする三径間連続バリアにおける曲げモーメントの一般的傾向，土木学会誌第39巻，第4号（昭.29.4）
- 2) Cross and Morgan：Continuous Frames of Reinforced Concrete，1951.
- 3) Wang：Statically Indeterminate Structures 1953.
- 4) 深谷：断面二次モーメント比の影響を考慮した三径間連続バリア橋の設計について，土木学会誌，第39巻，第11号（昭.29.11）
- 5) 深谷：三径間連続バリア橋の経済的設計について土木学会誌，第39巻，第8号（昭.29.8）

（昭.30.6.4）

繰返荷重下の構造物寿命の推算法について*

正員 西 村 昭**

ON AN ESTIMATION OF LIFE OF STRUCTURES SUBJECTING TO REPEATED LOAD

(JSCE Dec. 1955)

Akira Nishimura, C.E. Member

Synopsis In this paper, a method of estimation of the life of metal structures subjecting to repeated loads is studied based on the fatigue properties of material, considering various effects introduced in practical service condition of structures. And, some considerations are made on the permissible design stress of materials to be designed for repeated stress.

要旨 繰返荷重を受ける構造物の寿命を、材料の疲労現象にもとづき実際使用状態において関係する諸要素を考慮して推定する方法について述べ、さらに繰返荷重に対する設計許容応力について考察したものである。

* 土木学会第11回年次学術講演会にて発表のものに補筆訂正を加えたものである。

** 神戸大学講師，工学部土木工学教室

1. 緒言

特殊な場合を除き、許容応力を基準とした慣用設計法に従う構造物においては、使用状態に入った初期では部材応力が許容応力に達することはきわめてまれであるが、一般に見られる永久構造物においては使用年数の増加にともない、腐食・磨耗等による部材有効断面積減少あるいは客観的情勢変化による荷重増大等によつて、作用応力は次第に増加して許容応力に近接、

さらには超過しようとする傾向を示す。特に荷重繰返しの影響の重大な構造物においては、このような作用応力の増大傾向は構造物の耐久力にいちじるしい悪影響を及ぼすことは、疲労試験結果を両対数グラフに表示した場合、回数軸に対して非常に緩傾斜の直線上に乗ることより容易に想像されるところである。

従来の研究状況を見ると、このような疲労現象を考慮した構造物の寿命・安全率等の取扱いに関しては小西博士¹⁾、池田氏²⁾の研究があるが、本文ではさらに現実に近い状態で構造物の寿命、従つて安全度の把握を試みるものである。

なお材料の疲労破壊は疲労度の累積によつて生ずるものとした。すなわち、いまある大きさの一繰返応力 S を単独に与えたときの破壊までの繰返数を N とし、これを n 回 ($n < N$) 加えた場合は n/N の疲労度を生ずるものとし、多種の繰返応力 S_i がそれぞれ n_i 回ずつ作用して疲労破壊する場合は $\sum(n_i/N_i) = 1$ の関係が成立する³⁾。従つてこの場合 S_i の作用順序の変更は破壊に影響を及ぼさないものと仮定する。

2. 作用応力

構造物の一部材が使用状態において受ける応力がある期間にわたつて統計すると、一つの作用応力頻度曲線がえられる。この頻度曲線はその部材の使用目的、使用位置、及びその構造物の経済的、地理的環境によつて統計値に種々の特色が表われる。また構造物使用時間の経過にもなつてそれら統計値は異なつた値に移行してゆくものと考えられる。例えば道路橋における自動車車体の大型化にもなう作用応力最頻値の増加傾向があり、また前述のように部材有効断面積は腐食・磨耗等の化学的・機械的作用によつて減少し、上記の作用荷重による増大傾向とあいまつて部材応力頻度分布は年々危険側に移動する傾向にあると考へうる。

いまある年(基準年)及びそれより t 年後において、ある荷重状態による同一部材応力をそれぞれ σ_1, σ_t とすると、上述の応力頻度分布経年移動状態は、次式で与えられる応力増大率 $\alpha(t, \sigma_1)$ によつて表わされる。

$$\alpha(t, \sigma_1) = \sigma_t / \sigma_1 \dots \dots \dots (1)$$

そこで基準年における部材応力頻度曲線として両側有限の Pearson 系第 I 型曲線⁴⁾を用いるものとする

$$y_1 = y_{01} (\sigma - \sigma_u)^{p-1} (\sigma_0 - \sigma)^{q-1}$$

ここに、

$$y_{01} = \frac{1}{(\sigma_0 - \sigma_u)^{p+q-1}} \frac{\Gamma(p+q)}{\Gamma(p)\Gamma(q)} \dots (2)$$

$$p = \frac{\sigma_m - \sigma_u}{\lambda(\sigma_0 - \sigma_u)} + 1, \quad q = \frac{\sigma_0 - \sigma_m}{\lambda(\sigma_0 - \sigma_u)} + 1$$

ただし $\sigma_0, \sigma_m, \sigma_u$ はそれぞれ作用応力 σ の上限、平均、下限値を表わし、 $\sigma_u \leq \sigma \leq \sigma_0$ 、 y_1 は応力 σ の確率密度、 λ は曲線のあてはめによつて定まる定数である。

t 年後の部材応力頻度曲線は式 (1) を用いて、

$$y_t = y_{0t} \left\{ \sigma - \alpha(t, \sigma_1) \sigma_u \right\}^{p-1} \left\{ \alpha(t, \sigma_1) \sigma_0 - \sigma \right\}^{q-1}$$

ここに、

$$y_{0t} = y_{01} / \alpha(t, \sigma_1)^{p+q-1}, \quad \sigma_u \leq \sigma / \alpha(t, \sigma_1) \leq \sigma_0 \dots \dots \dots (3)$$

ただし y_{01}, p 及び q は式 (2) による。

3. 応力増大率 $\alpha(t, \sigma_1)$

$\alpha(t, \sigma_1)$ は式 (1) で定義され、その内容は作用荷重頻度曲線の移動及び部材有効断面積減少の両者より成るが、このうちで後者は必然的に付随するものとして前者を次のように分けて考へる。

a) 作用荷重頻度曲線が経年変化する場合には確率函数型自身が変化する場合、函数型には変化なく、対応する順位の荷重が、一定の比を保ちつつ変化する場合、及びこの両者が同時に起る場合、等が考へられる。このうちで第一、第三の場合には一般的取扱いは不可能で、各年における作用応力頻度曲線に忠実に従う以外に方法はなく、ここでは第二の場合を考へる。この場合は基準年と第 t 年の作用荷重頻度曲線において作用荷重の対応値を S_1, S_t とすると、その比

$$r(t) = S_t / S_1 \dots \dots \dots (4)$$

は各年について一定値となる。

一方部材寸法の一方方向からの減少速度を 1 年につき β ⁵⁾ とすると、基準年での寸法 d_1 の t 年後の寸法 d_t は

$$d_t = d_1 - m \beta t$$

となる。ただし m は部材寸法の減少方向数とし、例えば基準年で $d_1' \times d_1''$ の矩形断面の t 年後の断面積 A_t は

$$A_t = d_t' d_t'' = (d_1' - 2 \beta t) (d_1'' - 2 \beta t) \dots \dots \dots (5)$$

となる。

いま基準年及び第 t 年の部材有効断面積を A_1, A_t とすると、式 (1)、(4) より

$$\alpha(t, \sigma_1) = r(t) a_1(t) \dots \dots \dots (6)$$

ただし $a_1(t) = A_1 / A_t \dots \dots \dots (7)$

従つて矩形断面の場合には式 (5) を用いて

$$\alpha(t, \sigma_1) = r(t) \frac{d_1' d_1''}{(d_1' - 2 \beta t) (d_1'' - 2 \beta t)} \dots \dots \dots (8)$$

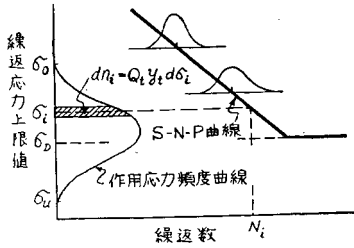
b) 作用荷重頻度曲線が経年変化しない場合には式 (4) の $r(t) = 1$ となり、式 (6) より

$$\alpha(t, \sigma_1) = a_0(t) \dots \dots \dots (6)'$$

4. 変動繰返し応力を受ける材料の抵抗強度

疲労試験により、ある繰返応力に対する S-N-P 曲線⁶⁾ が求められている場合には、同種類の応力からなる変動繰返し応力下の破壊は前述の疲労度累積の条件

図-1



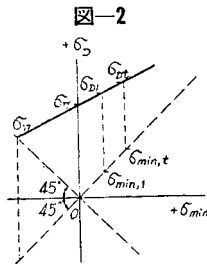
を用いると、図-1 のように変動繰返し応力上限値 σ_i の頻度曲線と組み合わせて、

$$A = \int_{\sigma_D}^{\sigma_0} \frac{dn_i}{N_i} = 1 \dots\dots\dots(9)$$

が成立するとき確率 P をもつて破壊する⁷⁾。 $A < 1$ の場合は疲労進行途上であり、 $1/A$ はこの意味で疲労現象を考慮した場合の安全度を示すとみなしうる。また σ_u は耐久限度 σ_D 以下にあるのが普通で、式 (9) の積分の下限は σ_D にえらぶ。

しかるに 2. において述べたように $\alpha(t, \sigma_i)$ で表わされる増大率に従つて繰返し応力下限値も増大し、そのために基準年におけるものと第 t 年におけるものとは異種の繰返し応力となり、当然 S-N-P 曲線も移動し、式 (9) の関係をそのまま構造物の全使用期間を通じて用いることはできず、次節 5. のような取扱いが必要である。

いま基準年における繰返し応力下限を $\sigma_{\min,1}$ 、耐久限度を σ_D とし、第 t 年におけるものをそれぞれ $\sigma_{\min,t}$ 、 $\sigma_{D,t}$ とすると $\sigma_{\min,t} = \alpha(t, \sigma_i) \sigma_{\min,1}$ である。一方実験結果より得られる非超過確率 P の耐久限度線図として図-2 のような直線をとると⁸⁾、 σ_{\min} と σ_D との関係は次のとおりである。



$$\sigma_D = \frac{\sigma_U - \sigma_W}{\sigma_W} \sigma_{\min} + \sigma_U \dots\dots\dots(10)$$

従つて第 t 年には

$$\sigma_{D,t} = \frac{\sigma_U - \sigma_W}{\sigma_W} \alpha(t, \sigma_i) \sigma_{\min,1} + \sigma_U \dots\dots\dots(11)$$

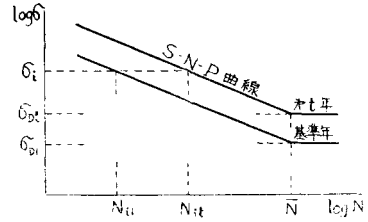
この耐久限度の変化に応じ S-N-P 曲線がその傾斜 K に変化なく⁹⁾、図-3 のように平行移動する場合を考えると移動前後の S-N-P 曲線の方程式は、

$$\text{基準年: } N_{i1} = \bar{N}(\sigma_{D1}/\sigma_i)^{1/K} \dots\dots\dots(12)$$

$$\text{第 } t \text{ 年: } N_{it} = \bar{N}(\sigma_{Dt}/\sigma_i)^{1/K} \dots\dots\dots(13)$$

となり、結局下限応力が変化する場合式 (9) の N_i として式 (13) を用いて計算すればよいことになる。

図-3



5. 繰返し荷重下の構造物の寿命

式 (3), (9) を用いて作用応力頻度曲線の経年変化を考慮した場合の構造物の寿命は次のようにして求められる。すなわち第 t 年における疲労度を A_t とすれば、

$$A_t = Q_t \int_{\sigma_{D,t}}^{\alpha(t, \sigma_i) \sigma_0} y_t d \sigma / N_{it} \dots\dots\dots(14)$$

ここに Q_t は第 t 年における年間応力作用総回数である。また y_t, N_{it} に式 (3), (13) を用いると、

$$A_t = Q_t \int_{\sigma_{D,t}}^{\alpha(t, \sigma_i) \sigma_0} y_{0t} \{ \sigma - \alpha(t, \sigma_i) \sigma_u \}^{p-1} \{ \alpha(t, \sigma_i) \sigma_0 - \sigma \}^{q-1} d \sigma / \bar{N}(\sigma_{Dt}/\sigma_i)^{1/K} = \frac{Q_t y_{0t}}{\bar{N} \sigma_{Dt}^{1/K}} \int_{\sigma_{D,t}}^{\alpha(t, \sigma_i) \sigma_0} \sigma^{p+q-1} \{ \sigma - \alpha(t, \sigma_i) \sigma_u \}^{p-1} \{ \alpha(t, \sigma_i) \sigma_0 - \sigma \}^{q-1} d \sigma \dots\dots\dots(15)$$

疲労破壊は基準年よりの寿命として

$$A = \sum A_t = 1$$

が成立する年数を経過して生ずることになる。

以上の所論において用いてきた基準年は次のようにして定めうる。一般に土木構造物の設計には使用材料・使用目的に応じて定められた許容応力を用いて、設計応力が許容応力を超過しないように部材断面が定められる。従つて設計荷重に相当する大荷重が生起する確率の非常に小さい実際の構造物使用状態において、部材応力を超えることはほとんどないものと考えうる。一方許容応力は一般に耐久限度よりも低く選ばれるから、有効断面積減少あるいは荷重増大等によつて部材作用応力の増大がないかぎり疲労は生じえず、疲労現象を考慮することは無意味となる。基準年とは疲労度が現われ始める年をいい、Pearson 系第 I 型曲線を応力頻度曲線として用いる場合は、その上限値 σ_0 が耐久限度 σ_D に等しくなる年として定められる。

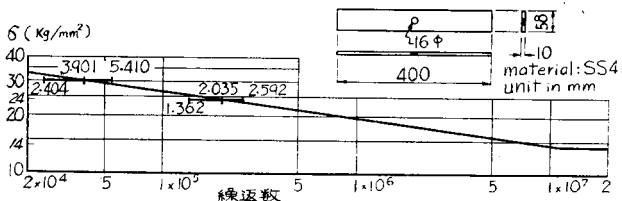
6. 鉄道橋の寿命計算例

土木構造物中繰返し荷重の影響の最も重大なものとして鋼鉄道橋の寿命推算を試みよう。鉄道橋の繰返し荷重はいうまでもなくその大部分が列車荷重によるもので、特定部分あるいは狭小スパンの鉄道橋主部材に対しては一車輪通過ごとに 1 回の応力繰返しを生ずる。

さて鉄道橋に作用する輪荷重頻度は、一地点については路線の輸送容量の制限により年間作用総回数 Q_t は各年通じてほぼ変化ないとみなされ、荷重頻度曲線の経年移動も鉄道橋の場合には無視しうるものと考えて、本計算例では $Q_t = \text{const}$, $r(t) = 1$ の仮定を設ける。

a) 材料の抵抗強度 部材連結はリベットによるものと考え、使用材料の S-N-P 曲線として京大小西教授が有孔板について施行された疲労試験結果を用いるものとする。試験は図-4 に示す試験片について2つの引張片振応力レベル: 0~24; 0~30 kg/mm² でそれぞれ 20 個行われ、試験結果より破壊に至る繰返し数ちらばりの上下限値を示せば図-4 のとおりである。このちらばりに頻度曲線を当てはめるにはさらに多数の試験結果の追加を要するが、既往の実験結果にてらして、分布は対数正規型に適合するとして⁹⁾、本計算では破壊に至る回数の対数の平均値を求め、非超過確率 $P=50\%$ の S-N-P 曲線を用いた。

図-4 有孔平鋼板試験片および S-N-P 曲線 (P=50%)



すなわち S-N 関係は両対数グラフ上で傾斜直線で表わされ、耐久限度で水平になるものとして傾斜部直線の方程式を求めると、式 (12) より

$$N_{i1} = 1.12564 \times 10^7 (14/\sigma_i)^{1/0.1355} \dots (16)$$

ただし耐久限度としては上記傾斜直線の延長上の点として、 $\sigma_{D1} = 14 \text{ kg/mm}^2$; $\bar{N} = 1.12564 \times 10^7$ を用いた。なおこの場合は $\sigma_{\min} = 0$ であるから $\sigma_{D1} = \sigma_{D1} = 14 \text{ kg/mm}^2$; $N_{i1} = N_{i1} = N_i$ である。

b) 部材有効断面積及び応力増大率 図-4 は基準年にあるものと考え危険断面について $A_1 = 420 \text{ mm}^2$, $A_t = 420 - 104\beta t + 4(\beta t)^2$, 従つて式 (6)', (7) より

$$\alpha_0(t) = \frac{420}{420 - 104\beta t + 4(\beta t)^2} \dots (17)$$

$t \sim \alpha_0(t)$ 関係を図示すれば図-5 のとおりである。

c) 作用荷重頻度曲線 昭和 28 年 11 月、国鉄東海道線草津・石山両駅間において京大後藤助教授によつて行われた輪荷重実測結果は図-6 に示すとおりである。これより荷重頻度曲線は中央値に関してほぼ左右対称で Gauss の正規分布型を示すことがわかる。

d) 部材応力頻度曲線は厳密には実測結果に曲線を

あてはめるべきであるが、ここでは近似的に輪荷重に比例した部材応力を生ずるものと考え、作用応力頻度曲線は上記 c) の輪荷重頻度曲線に類似のものとして Pearson 系第 I 型曲線を用いる。繰返し応力は疲労試験応力に準じて下限応力 $\sigma_u = 0$ の引張片振とする。さて図-6 のよ

図-5

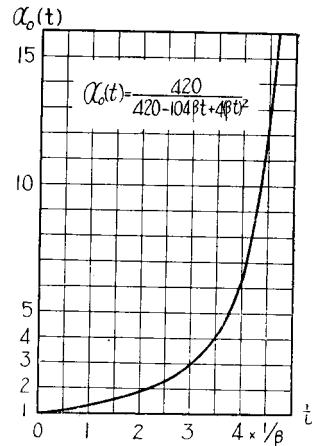
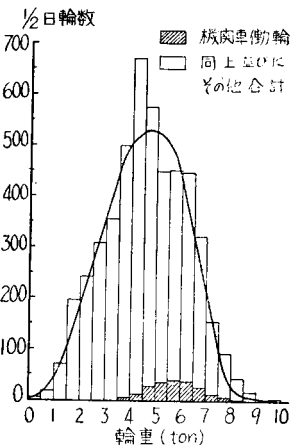


図-6



うに実際に当てはめを行うと⁴⁾、この場合は平均値に関してほぼ対称で第 I 型の特別な場合として第 II 型曲線が当てはまり、上下限度及び平均値が求まると式 (2) によつて定数 λ が定まる。この場合 $\lambda = 0.1$ となる。かくして作用荷重頻度曲線が求まると、基準年の応力頻度曲線は式 (2) において $t=0$; $\sigma_u=0$; $\sigma_0 = \sigma_{D1} = 14 \text{ kg/mm}^2$; $\sigma_m = 7 \text{ kg/mm}^2$ を用いて、

$$y_1 = y_{01} \sigma^5 (14 - \sigma)^5 \dots (18)$$

ここに $y_{01} = \Gamma(12) / [14^{11} \Gamma(6)^2]$

また第 t 年における応力頻度曲線は式 (3) より、

$$y_t = y_{0t} \sigma^5 [14 \alpha_0(t) - \sigma]^5 \dots (19)$$

ここに $y_{0t} = \Gamma(12) / [14 \alpha_0(t)]^{11} \Gamma(6)^2$

e) 鉄道橋の寿命算定 式 (15) より第 t 年目における疲労度 A_t は

$$A_t = \frac{C Q_t}{\{14 \alpha_0(t)\}^{11} \int_{14}^{14 \alpha_0(t)} \sigma^{12.38007} \{14 \alpha_0(t) - \sigma\}^5 d\sigma}$$

ここに $C = \Gamma(12) / \Gamma(6)^2 \times 14^{7.38007} \times 1.12564 \times 10^7$

.....(20)
 となる。式 (20) の被積分函数は展開して項別積分が可能である。計算を行うに当り $\alpha_0(t)$ としては各年の平均値の意味で 0.5 年ごとの値を用いるものとする。計算結果を図示すれば 図-7 のとおりである。同図中には任意の経過年数において破壊する場合の年間作用応力総回数 $Q (=1/\Delta A_t)$ を併記した。0.4/β 年以後をとり出して図示すれば 図-8, 9 のとおりである。図-7, 8 よりわかるように疲労度 ΔA_t は 0.4/β 年以前においてはいちじるしく急激に増大する。しかしその間の絶対値ははなはだしく小さく、構造物の寿命

図-7

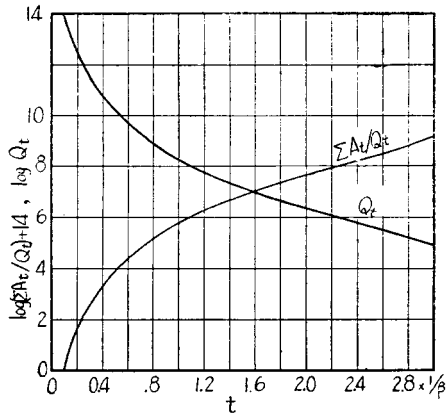


図-8

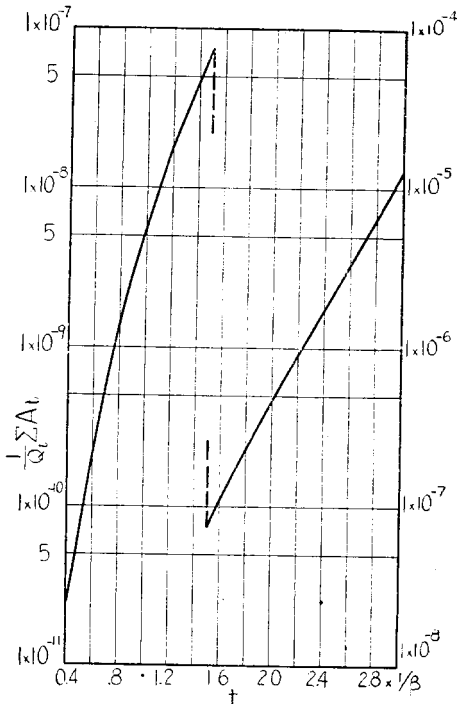
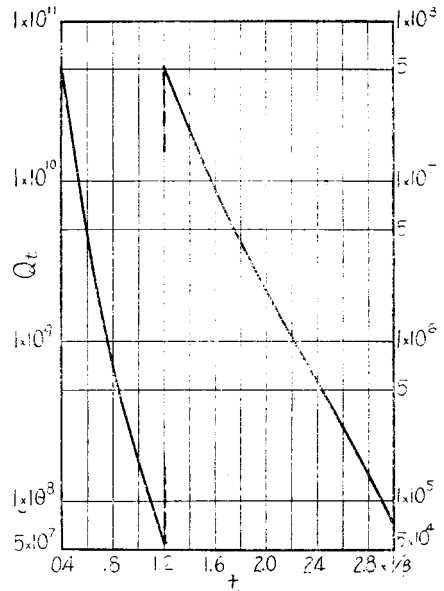


図-9



に重大な影響を及ぼし始めるのはそれ以後であると考えうる。

以上求められた曲線は $P=50\%$ に対する S-N 曲線にもとづいたもので、それらはいずれも超過確率 50% のものである。従つて実際には S-N-P 曲線群に対応して種々の超過確率を有する曲線群が得られることになる。

7. 繰返し荷重に対する構造物の寿命並びに設計許容応力について

上述のように使用材料の S-N-P 曲線、部材応力頻度曲線及び寸法減少速度 β が実験あるいは実測より判明すれば、図-9 のような曲線群が得られることになる。次にこの曲線群を用いて既設構造物の保有寿命推算、及び新設構造物の設計許容応力決定の方法について考察する。

a) 既設構造物の保有寿命推算 実測実験にもとづいてその構造物の安全性と最も深い関係を有する部材(あるいは危険断面)に対する 図-9 の曲線が得られると、 $Q_{t,\beta}$ を用いて基準年に対する寿命 t を超過確率 P をもつて推定できる。一方基準年よりの経過年数 t' を $\sigma_D, \sigma_{\sigma t', \beta}$ を用いて推算すれば、現在保有する寿命 $T' = t - t'$ がわかる。 $\sigma_{\sigma t'}$ は実測結果より推定される応力頻度曲線上限值とする。

b) 新設構造物の設計許容応力決定 使用すべき材料の疲労試験を行い S-N-P 曲線を求める。次に諸般の条件が類似の構造物部材について $Q_{t,\beta}$ 及び応力頻度曲線を実測し 図-9 の曲線を描く。また客観的条件

によつてその構造物の寿命 T 及び超過確率 P が定まると、図上にて基準年に対する寿命 t が得られる。架設後基準年に達するまでの年数 t'' は $t'' = T - t$ として求まるから、 σ , β 及び t'' によつて設計に用うべき許容応力として応力頻度分布上限値 σ_0 が算出されることになる。

8. 結 言

以上述べた保有寿命推算法、許容応力決定法に関してはもちろん多数の実験実測値を必要とし、さらに β の決定には幾多の困難があり、今後の研究にまつところはなほが多い。

また作用応力頻度曲線として上下限有限の Pearson 系第 I 型曲線を用いることには疑義も生ずるが、これを用いることにより安全度等の経年変化の取扱いがいちじるしく簡単になる点、並びに頻度曲線上限付近の微少な頻度の応力が安全度に及ぼす影響のほとんど無視しうる点よりすれば、実用上の価値より十分許容されるものと思う。

一方疲労破壊に対して腐食の影響を無視したが、この点については多数の実験結果にてらして明らかに危険側である。また断面積減少を考える場合は応力集中係数の変化も考えられるが、これらは一応 β なる係数値に含ませて補うるものと考えられる。

なお疲労破壊を生じない場合でも、静的変形条件によつて寿命がつきする場合がある。すなわち軟鋼材使用の場合は σ_0 が降伏点に一致する場合を考慮に入れる必要がある。また本研究は年単位のものであるが、ある種構造物においてはより適当な期間をとる必要が生

じてくるのはもちろんである。

本研究によつて実際構造物が半永久的な使用期間中にいかなる安全度、従つて寿命の変化を受けるかについて大略の傾向を知りうるとともに、許容応力の決定法、従つてまた安全率の決定法を一層具体性・客観性を帯びてくるものと思う。

本研究は文部省科学試験研究費による研究成果の一部である。また本研究に当たりたえず御指導を賜わり、加えて必要実験資料を御提供下さつた京大小西教授、並びに後藤助教授、及び計算に御協力いただいた関西電力阿河俊夫氏の各位に深謝する次第である。

参考文献その他

- 1) 小西一郎：繰返応力による構造物の疲労強度とその寿命について、土木学会論文集第 4 号，昭 24.
- 2) 池田哲夫：土木学会誌 Vol. 40, No. 5, 昭 30.5.
- 3) 上記 1) あるいは日本材料試験協会疲労委員会金属の疲労強度と安全設計，昭 29.
- 4) 佐藤良一郎：数理統計学，培風館，昭 26.
- 5) β の元は $[L/T]$ である。
- 6) 土木学会第 11 回年次学術講演会講演概要集，p. 62 ただし P はこの場合非超過確率としておく。
- 7) 上記 3) p. 122
- 8) 小西一郎・西村 昭：突合せ溶接継手の許容応力について，土木学会誌，Vol. 37, No. 2, 昭 27.2
- 9) A.M. Freudenthal: Planning and Interpretation of Fatigue Tests, ASTM, S.T.P. No 121, p. 6, 1952

(昭.30.6.13)

スラブ止め格子模型桁の実験的研究

正員 工学博士 成 岡 昌 夫*

正員 大 村 裕**

正員 伊 藤 敏 一***

EXPERIMENTAL STUDY ON MODEL GRILLAGE BEAM BRIDGE WITH SLAB CLAMP CONNECTION

(JSCE Dec. 1955)

Dr. Eng. Masao Naruoka, C.E. Member, Hiroshi Ōmura, C.E. Member, and Kōichi Itō, C.E. Member

Synopsis The stress and deflection of the model grillage beam bridge with slab clamp connection were measured. This model bridge consists of five main beams, one load distributing cross beam and slab which is connected to steel girder by slab clamp usually used. The result of experimental study shows that the measured stress and

* 京都大学教授，工学研究所

** 神戸大学助教授，工学部土木工学教室

*** 新三菱重工業 K K，神戸造船所技師，造船部鉄構設計課