

V-11 鉄筋コンクリートの疲労設計に関する一考察

北海道大学 正員 角 田 与史雄

北海道大学 正員 堺 孝 司

北海道大学 正員 能 町 純 雄

1. ま え が き

構造物に作用する応力の中、変動応力の占める比率が高く、かつその作用頻度の大きい部材の設計においては、静的破壊安全性や使用性に対する検討の外に、疲労破壊に対する安全性についても検討を行わなければならない。コンクリート構造物に関連する疲労の研究は19世紀末に始まり、以来多くの研究が行われてきたが、十分に合理性をもつ実用的な設計方法は未だ確立されているとは言えない現状にある。その中にあるわが国ではいち早く鉄筋の許容応力度の中に疲労の影響を採り入れているが、それは現行の許容応力度設計法の枠内での方策であって、実際の疲労強度は最大応力の大きさのみでなく、最小応力（持続応力）の大きさおよび変動応力の作用回数との相互関係として与えられるべきものであることは言うまでもない。

現在わが国ではコンクリート構造物の設計に対して、従来の許容応力度法から限界状態設計法へ移行する過渡期にあると言える。本研究は、コンクリートおよび鉄筋の疲労強度に関する国の内外の既往の研究状況を概括的に考察することにより、限界状態設計の中で疲労限界状態が支配的な影響をもつ領域などについて検討を行ったものである。

2. コンクリートの疲労強度

コンクリートの疲労強度に関する既往の研究を見れば、最小応力比 S_u および最大応力比 S_o （静的強度に対する比）を一定とするときの破壊回数 N は、非常に大きなばらつきをもつことが明らかにされている。その分布状況は、対数正規分布、ワイブル分布または McCall の分布関数等で表わすことができるが、いずれの分布に最も適合するかを判断するのは、従来のデータ数から見て不可能であろう。従って現時点では実用上の簡便さを考慮し、対数正規分布を仮定し、その不確実性は材料安全係数によって補うのが適当であると考えらる。

普通コンクリートの圧縮疲労強度に関する有用なデータは、Antrim ら、Ople ら、Bennett ら、Raju、阪田ら、松下ら、渡辺らの研究等により与えられている。それらの中、 S_u および S_o を一定として実験されたシリーズを見れば、 $\log N$ の標準偏差は 0.2 ～ 1.0 の広い範囲に分散している。それはコンクリートの品質管理の程度、実験方法とその精度、供試体の形状の影響等、多くの要因に依存していると考えられるが、同じシリーズ内での応力比の影響は、図-1 に見られるように特定の関係はないようである。そこで各シリーズ毎の $\log N$ の標準偏差の平均値を求めたところ、約 0.6 であった。

S_u を一定とするときの S_o と $\log N$ の関係は、既往の研究のほとんどにおいてはほぼ直線に近似できることが示されている。図-2 は上記の各研究で得られている直線を示したもので、 $\log N = A - B S_o$ とおくときの A/B の値は 0.93 ～ 1.16 で、全体としての平均値は約 1.0 である。このことは、個々の提案式には差はあっても、実用上は静的破壊点を通る直線に仮定しても十分であることを意味している。

次に S_u の影響については、従来の研究のほとんどが S_u の小さい場合のみで実験されているため、客観的にそれを推定するのは困難であるが、 S_u の大きい範囲は実際上余り重要ではないので、任意の N に対する $S_o - S_u$ 関係を静的破壊点を通る直線に仮定しても実用上十分であろう。すなわち

$$\log N = C \frac{1 - S_o}{1 - S_u} \quad (1)$$

上式はすでに松下らが提案しているものと同形である。また、係数 C の値について上述の各研究によるデータをもとに推定した結果、 $C = 1.67$ が得られた。この値は松下らの提案値 1.75 に比べていく分低い値と

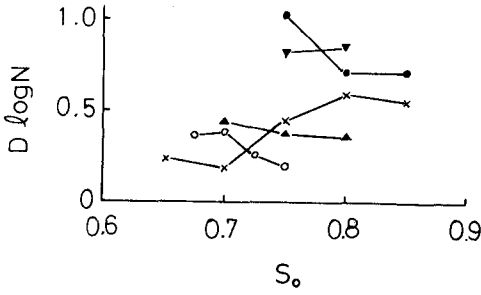


図-1

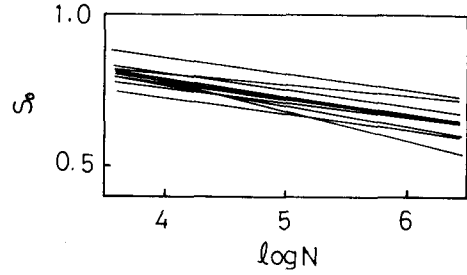


図-2

なっている。

ところで上式を実際の設計に使用するには、許容すべき危険度以下の値を与える式に修正することが必要である。その際、 $\log N$ のばらつきは上式中の S_o 、 S_u および C の変動性に依存すると考えられるが、既存のデータのみでそれらの変動の性質を分析するのは無理である。そこで前述のように $\log N$ のばらつきに対する S_o の影響が余り顕著でないことに着目し、次の形に選ぶのが実用的であると考ええる。

$$\log N = \alpha C \left(1 - \frac{S_r}{\beta - S_u} \right) \quad (2)$$

ここに $S_r = S_o - S_u$ すなわち応力振幅比を表わす。また、前述の $\log N$ の標準偏差 0.6 が、 S_u の小さい場合のデータから得られていることを考慮し、次のように置いても十分であると考ええる。

$$C = 1.67, \quad \alpha = \beta = 1 - 0.036k \quad (3)$$

ここに k は、許容すべき危険度に対して正規分布表より定まる係数である。

3. 鉄筋の疲労強度

普通丸鋼は疲労強度が十分に高いが、異形棒鋼はフシの付け根の部分の応力集中のため、疲労に対する安全性が重要な問題となる。現在わが国で市販されている鉄筋は、10数年前における疲労の研究をもとにしてフシの形状が選ばれているので、多くのものは適切な疲労強度をもっていることが期待されている。しかし鉄筋の品質を規定している JIS G 3112 には疲労強度に関連する直接的な規定がないので、仮え JIS 規格品であっても、疲労強度が著しく劣る鉄筋が作られる可能性がある。

異形鉄筋の疲労強度は、材質、直径、環境条件その他多くの要因の影響を受けるが、フシの形状の影響に比べれば、いずれも2次的なものと言えよう。そこで以下ではそれらの個々の要因について分析するのを止め、現在市販されていない旧形の鉄筋に対するデータも含めて全体的に疲労強度のばらつき状態について把握することにする。この目的に対してはすでに Hanson らが北米における実験データを図の中に集約しており、北米の鉄筋はわが国の鉄筋と類似した条件のもとにあると考えられるので、これに国内におけるデータを加えて検討することにした。その際、国内でも鉄筋の疲労強度に関する研究は過去に多く行われているが一定応力の繰り返し試験によるものは意外に少なく、ここでは横道らおよび国分らのデータのみを利用するにとどめた。

鉄筋はコンクリートと異なり、いわゆる疲労限に相当する臨界応力が存在する。それ以上の応力に対する $S-N$ 関係がいかなる形になるかは、従来の研究のほとんどが臨界応力を求めることに主眼を置いているため、それを明確にとらえることが困難であるので、ここでは応力振幅 σ_r と N とが両対数グラフ上で直線で表わされるものと仮定して回帰式を求め、それに対する $\log N$ のばらつきを調べた。得られた結果は

$$\log N = 18.4 - 3.71 \log \sigma_r \quad (4)$$

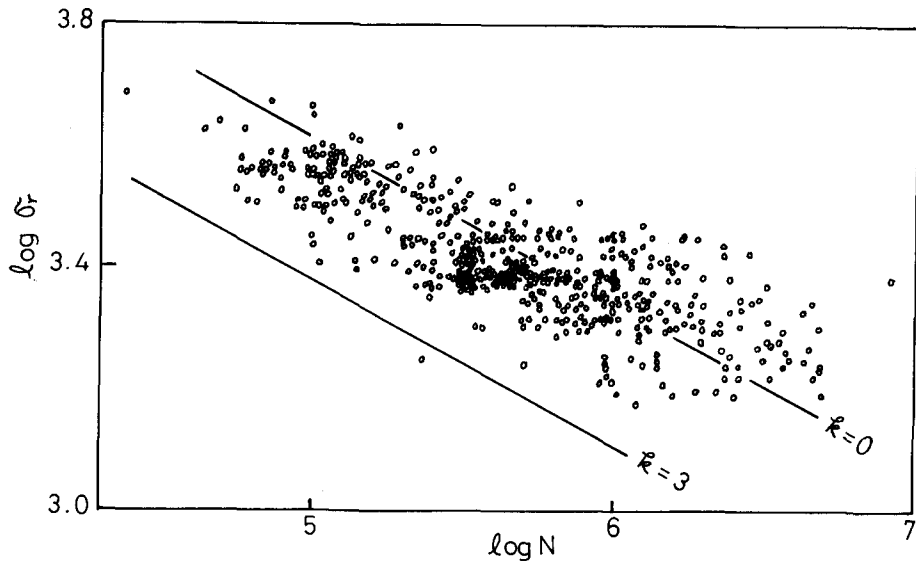


図 - 3

および $\log N$ の標準偏差は 0.29 である。ところで上記に用いたデータは種々の最小応力 σ_u に対するものを含んでいる。それは σ_u の影響が比較的小さいので、鉄筋の種類による疲労強度のばらつきを概略的に調べる上には支障がないと考えたからである。しかし σ_u の影響のみを考えるならば、McGregor らや Hanson らが実験的に明らかにしているように、 σ_r と σ_u の関係を静的強度 f_B の点を通る直線に仮定することができる。いま、(4) 式が $\sigma_u = 0.2 f_y$ にほぼ相当していることを考慮すれば近似的に設計強度として

$$\log N = 18.6 - 3.71 \log \frac{f_B}{f_B - \sigma_u} \sigma_r - 0.29k \quad (5)$$

または上式で与えられる 100 万回強度振幅を σ_r^* とおけば

$$\log N = 6 + 3.71 \log \frac{\sigma_r^*}{\sigma_r} \quad (6)$$

鉄筋の疲労設計において重要な性質の一つに、スターラップや折曲げ鉄筋のように屈曲部をもつ鉄筋の疲労強度が相当に低下することが挙げられる。そのことは岡村ら、Pfister ら、Soretz、その他の研究で実験的に確められており、その低下率は個々の研究で異なっているが、設計上は直線棒鋼に対する σ_r の半分程度と考えなければならないようである。このとき

$$\log N = 6 + 3.71 \log \frac{\sigma_r^*}{2\sigma_r} \quad (7)$$

疲労限以下の応力に対しては、前述のように寿命が急激に増加する。しかし従来の実験では N が 1000 万回程度までしか行われていないため、疲労限以下における寿命が有限であるか、それとも無限であるかについては明確ではない。従って現時点では、極めて大きな作用回数に対しても寿命が有限であるとみなした方がよいと思われる。従来の実験データによる $S-N$ 関係を、途中打ち切りデータを含めて全体的に見れば、疲労限以下の応力に対する $\log N - \log \sigma_r$ 図の勾配は、10 位に選んでも安全のように判断できる。そこで次節の数値計算では、 $k = 3$ に対して次式を仮定することにする。すなわち直線棒鋼および屈曲部に対して

$$\log N = 6 + 1.0 \log \frac{\sigma_r^*}{\sigma_r} \quad \text{および} \quad \log N = 6 + 1.0 \log \frac{\sigma_r^*}{2\sigma_r} \quad (8)$$

4. 疲 勞 設 計

いま、終局限界状態に対して断面設計された部材の疲労安全性を検討する場合、最小応力の大きさおよび

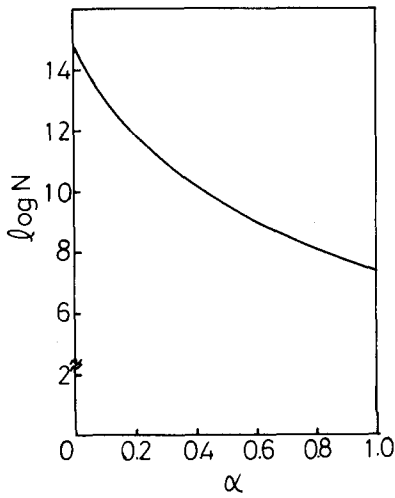


図-4

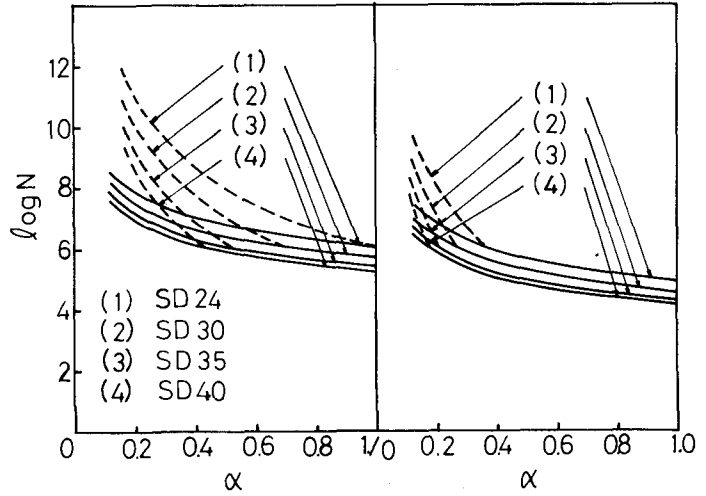


図-5

変動応力 $\sigma_{r1}, \sigma_{r2}, \dots, \sigma_{rm}$ の大きさおよびそれらの設計作用回数 $n_1, n_2, \dots, n_m$ の値は既知量とみなすことができる。そのとき累積疲労損傷に対する線形則を仮定すれば、 σ_{ri} が単独で作用するときの設計破壊回数を N_i とおくと、設計条件は次のように表わすことができる。

$$D \leq 1 \quad \text{ここに} \quad D = \sum_{i=1}^m \frac{n_i}{N_i} \quad (9)$$

コンクリートおよび鉄筋に対する N_i は、前述のことから明らかなように、一般に次の形で表わされる。

$$\log N_i = E - F S_{ri} \quad \text{または} \quad \log N_i = G - H \log \sigma_{ri} \quad (10)$$

従って上の設計条件は、ある任意に選んだ変動応力 σ_{ro} に対する等価繰返し回数 n_o とそれに対する設計破壊回数 N_o との大小関係に置きかえることができる。すなわち

$$N_o \geq n_o \quad \text{ここに} \quad n_o = \sum_{i=1}^m n_i 10^{-F(S_{ro} - S_{ri})} \quad \text{または} \quad n_o = \sum_{i=1}^m n_i \left(\frac{\sigma_{ri}}{\sigma_{ro}} \right)^H \quad (11)$$

数値例として、CEB-FIP の指針による安全係数を用い、つり合い断面として終局強度設計された部材の公称設計荷重に対する等価繰返し回数の限界値を図-4 (コンクリート) および図-5 (鉄筋) に示す。これらは $k = 3.09$ (危険度 $1/1000$) に対するもので、 α は公称設計荷重に占める変動荷重の割合を表わし、図-5 の左側の図は直線棒鋼、右側の図は屈曲部をもつ棒鋼に対するものである。また、実線は最大応力が100万回強度を越える場合を想定して(6)または(7)式、点線は越えない場合を想定して(8)式を用いた場合の値を表わす。これらの図より、コンクリートはその設計終局強度を完全に使用する最も不利な場合を考えているにもかかわらず、 α が1に近い場合以外は疲労安全性が問題となることはほとんどないと考えられること、それに対して鉄筋では α が0に近い場合を除き疲労安全性が支配的影響をもつ可能性があり、とくに高強度の鉄筋に対してその重要性が増すこと、および変動荷重の作用頻度の大きい部材では、屈曲部をもつ鉄筋の使用に対して大きな制約を受けること等が明確に示されている。

(参考文献)

- 1) J.ACI, May 1959, 2) J.ACI, Jan. 1966, 3) MCR, June 1967, 4) J.ACI, June 1970, 5) 土論.198, 1972, 6) セ技 1976, セ技 1976, 土年学講 1976, 土年学講 1977,
- 7) セ技 1977, 8) ACI-SP 41, 1974, 9) コンク, ライブ 14, 1965, 10) 土論 122, 1965,
- 11) J.ACI, Mar. 1971, 12) セ技 1975, 13) PCA, Jan. 1964, 14) Z.u.B. Mai 1965