

[58] 逆解析に基づくコンクリート部材の信頼性の評価について

正会員 関 博 (早稲田大学理工学部)
 正会員 松井邦人 (東京電機大学理工学部)
 正会員 松島学 (東電設計第1土木本部)
 正会員 ○金子雄一 (早稲田大学大学院)

1. まえがき

著者らは既に鋼材とコンクリートの経年劣化のモデルを提案している¹⁾。しかし、本モデルでは不明確な因子を含んでおり必ずしも満足いくものとは言い難い。そこで本文では、既往の実験結果などの資料を再検討すると共に、実橋の桁に対して本モデルを適用して破壊確率を計算し、経験的な値との整合性を検討することによって、モデルの妥当性に関して考察した。なお、本文で対象とした部材の劣化としては、鋼材の腐食とコンクリートの劣化による曲げ耐力の低下である。

2. 材料の劣化について

(1) コンクリートの劣化

コンクリート強度の経年劣化は、Norwayで実施された海水浸漬による30年試験の測定値²⁾を参考とし、経過年数を t として次式で評価するものとした。

$$f_{ct}^* = (1 + e_c^*) e^{-\lambda_c^* t^2} f_{c0} \quad (1)$$

ただし、 f_{ct}^* : t 年後のコンクリート強度
 f_{c0} : 初期 ($t=0$)のコンクリート強度の平均値
 λ_c^* : コンクリート強度の経年劣化の割合を決めるための係数
 e_c^* : コンクリート強度の初期のばらつきを考慮するための係数

なお、右肩に*を付した変数は確率変数であることを意味する。

(1)式より f_{ct}^* の平均値を \bar{f}_{ct} 、 λ_c^* の平均値を $\bar{\lambda}_c$ とおくと、

$$\bar{f}_{ct} = \bar{C}_c f_{c0}, \quad \bar{C}_c = e^{-\bar{\lambda}_c t^2} \quad (2)$$

となる。図-1は、 $\bar{\lambda}_c = 0.00032$ としたときの劣化曲線を示している。

(2) 鋼材の劣化

鋼材の劣化は、i) 材料的な強度の劣化、ii) 腐食による断面積の減少、の2つの要因によって決定される。しかし、両者を別々に評価することは困難なので、本モデルではi) ii)ともに断面積の減少として評価するものとした。すなわち、引張耐力の減少において材料的な強度の劣化はないものとして断面積を求めるのである。本方法で求めた断面積を換算断面積、また、これより求める半径を換算半径と呼ぶことにする。

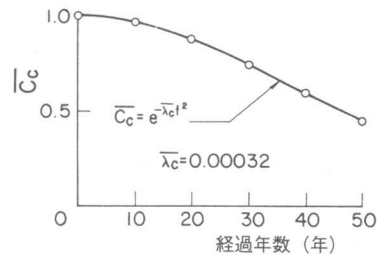


図-1 \bar{C}_c の経年による劣化曲線

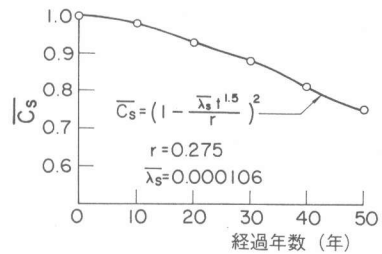


図-2 \bar{C}_s の経年による劣化曲線

換算断面積は年数を t とおいて次式によって表わすものとする。

$$A_t^* = \frac{\{(1+e_s^*)r - \lambda_s^* t^m\}^2}{r^2} A_0 \quad (3)$$

- ただし、 A_t^* : t 年後の鋼材の換算断面積
 A_0 : 初期の鋼材の換算断面積の
 平均値
 r : 初期の鋼材の換算半径の平
 均値
 m : 曲線の形状を決めるための
 係数
 λ_s^* : 鋼材の換算半径の経年の減
 少量を決めるための係数
 e_s^* : 鋼材の換算半径の初期のばらつきを考慮するための係数

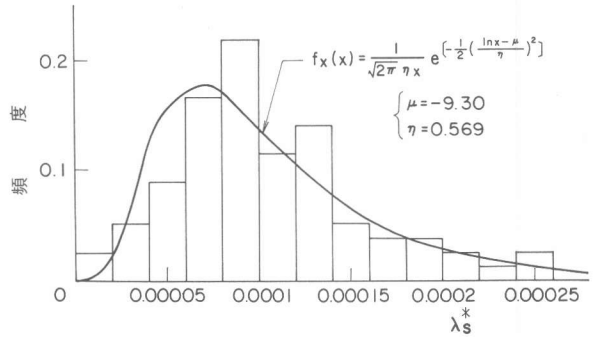


図-3 計算に用いた λ_s^* の頻度分布

すなわち、 t 年間で換算半径が $\lambda_s^* t^m$ だけ減少すると考えるのである。また、初期においても強度のばらつきがあるので³⁾換算する必要がある。

(3)式より A_t^* の平均値を \bar{A}_t 、 λ_s^* の平均値を $\bar{\lambda}_s$ とおくと、

$$\bar{A}_t = \bar{C}_s A_0, \quad \bar{C}_s = \left(1 - \frac{\bar{\lambda}_s t^m}{r}\right)^2 \quad (4)$$

となる。図-2は $r = 0.275$ (cm)、 $\bar{\lambda}_s = 0.000106$ 、 $m = 1.5$ としたときの劣化曲線を示している。

3. モデルに適用した算定条件

(1) コンクリートに対する算定条件

e_c^* 、 λ_c^* とともに正規分布と仮定する。初期のばらつきは変動係数を 10% とし $e_c^* = (0, 0.1)$ とした。 λ_c^* の分布は、参考とした測定結果²⁾より、コンクリート強度が 30 年で平均 25% 減少するものとして、さらに λ_c^* の変動係数を 10% と仮定することにより、 $\lambda_c^* = N(0.000032, 0.000032)$ とした。

(2) 鋼材に対する算定条件

e_s^* については、変動係数 5% の正規分布として³⁾、 $e_s^* = N(0, 0.05)$ とした。 λ_s^* については、室内での促進試験の結果⁴⁾を参考とし、図-3に示すような対数正規分布とした。図-3に示したデータは、高強度コンクリート中の PC 鋼線 ($\phi 5.5$) の腐食後の引張試験結果から換算断面積の分布を求め、それより λ_s^* を逆算したものである。その際に問題となるのは、試験が促進試験であるため、実際の年数との対応が不明なことである。そこで、得られる結果が一般的な土木構造物の破壊確率であると思われる値 ($10^{-3} \sim 10^{-5}$) となるように、キャリブレーションを行ない分布を決定した。その際に m の値は $m = 1.5$ とした。

(3)式より、腐食速度 dr/dt は、

$$\frac{dr}{dt} = C_v^* t^{m-1} \quad (5)$$

として表わされる。ただし、 C_v^* は時間に無関係な確率変数である。本文では $m = 1.5$ としているので、(5)式より、ここで用いているモデルは腐食速度が \sqrt{t} に比例するとしたモデルとなっていることがわかる。

4. 逆解析

逆解析は実橋の桁、5橋 8 ケースに基づいて行なった。8 種の桁はいずれも PC の T 型断面を有したものである。

用いたデータを表-1に示す。なお、桁の断面は簡略なT型断面にモデル化して取扱っている。

鋼材の断面積、半径は公称値を用い⁵⁾、強度は引張耐力の公称値を基にして算出した強度⁶⁾を特性値とみなし、変動係数を5%として計算した平均値が示してある⁷⁾。コンクリート強度についても、設計基準強度を特性値とみなし、変動係数を10%として平均値を算出している⁷⁾。なお、コンクリートの設計基準強度が不明のものについては、500 (kg/cm²)と仮定した。

対象とした橋梁はいずれも単純桁もしくは単純桁とみなせるものであるため、作用曲げモーメントはスパン中央点の曲げモーメントとした。作用する荷重については、本来大きくばらつく性質のものであると考えられるが、分布を仮定するのが非常に困難であるので、本文では設計荷重を推定し、それを作用荷重(確率変数ではなく確定値)とした。推定の方法としては、桁に衝撃を考慮したL-20を載荷し、自重を加えてスパン中央の曲げモーメントを算出した⁶⁾。耐力は限界状態設計法にしたがい、終局の曲げ耐力を求めた⁷⁾⁸⁾。

安全性の評価は破壊確率によって行なうものとし、各ケースとも供用年数を50年と仮定し、50年後の破壊確率P_{f50}を計算した。計算においてはモンテカルロ法を適用し、各確率変数に対して20000個の乱数を発生させた。また、初期(t=0)における中心安全率r_cも併せて計算した。

5. 計算結果

各ケースについて計算した初期の中心安全率r_cと50年後の破壊確率P_{f50}の計算結果および頻度分布を表-2、図-4、図-5に示す。表-2の値をみると、r_cとP_{f50}の間には相関がないことがわかる。これは、本モデルでは腐食による鋼材断面積の減少が曲げ耐力に大きく影響すると考えられ、初期の安全率よりも鋼材径の影響が大きく現われているためである。本モデルにおけるこの傾向は、太径の鋼材より細径のものの方が腐食の影響を受け易いと言われている知見と符合するものと思われる。また、破壊確率という指標は、一般的な破壊という事象の生起確率を示すものではなく、損傷の程度や補修の必要性などを測るための指標のひとつであるということに注意されたい。

表-1 計算に用いたデータ

| | 注1) 経過 年数 | 注2) 断面形状 (cm) | | | | 注3) PC鋼材の断面積・半径・強度 | | | コンクリート 強 度 f _{co} (kg/cm ²) | 作用曲げ モーメント (t・m) | 初期の耐力 (t・m) |
|----------|-----------------|------------------|----|------|----|-----------------------------------|--------|--------------------------------------|---|------------------------|----------------|
| | | B | b | d | h | A ₀ (cm ²) | r (cm) | f _y (kg/cm ²) | | | |
| case-1 | 14 | 80 | 13 | 83 | 19 | 11.35 | 0.153 | 17770 | 598 | 48.28 | 162.30 |
| case-2.1 | 7 | 100 | 13 | 90.5 | 20 | 16.72 | 0.206 | 17780 | 598 | 71.71 | 260.20 |
| case-2.2 | 7 | 100 | 13 | 90.1 | 20 | 18.58 | 0.206 | 17780 | 598 | 84.02 | 286.70 |
| case-3.1 | 28 | 140 | 14 | 105 | 27 | 41.56 | 0.350 | 15660 | 598 | 235.30 | 653.00 |
| case-3.2 | 28 | 140 | 14 | 105 | 27 | 36.94 | 0.350 | 15660 | 598 | 235.30 | 583.40 |
| case-4.1 | 25 | 58.5 | 10 | 45 | 15 | 7.266 | 0.145 | 19930 | 598 | 20.13 | 61.56 |
| case-4.2 | 25 | 58.5 | 34 | 42 | 15 | 14.14 | 0.250 | 16760 | 598 | 23.61 | 89.93 |
| case-5 | 14 | 138.5 | 16 | 90 | 28 | 23.09 | 0.350 | 15660 | 478 | 120.40 | 313.60 |

注1) しゅん工後の年数で示している。

注2) B: 主桁間隔, b: ウェブ幅, d: 有効高さ, h: 突縁の高さ, をそれぞれ示している。

注3) ストランドの場合は, より線1本当たりの半径で示している。

表-2 計算結果

| | case-1 | case-2.1 | case-2.2 | case-3.1 | case-3.2 | case-4.1 | case-4.2 | case-5 |
|----------------------------|--------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|--------|
| 初期の中心安全率 γ_c | 3.36 | 3.63 | 3.41 | 2.78 | 2.48 | 3.06 | 3.81 | 2.60 |
| 50年後の破壊確率 P_{150} (%) | 9.55 | 2.63 | 3.09 | 0.61 | 0.97 | 13.07 | 0.96 | 0.76 |

6. まとめ

構造物の構成材料の劣化による安全性の低下に関して、コンクリートおよび鋼材の劣化条件を設定し、構造部材としての安全性の評価を考慮した。得られた結果および問題点を以下に示す。i)本モデルを用いることにより経年と共に安全性が低下すること、細径ほどに安全性の低下が大きいこと、などの傾向が示されたと思われる。しかし、細径の鋼材を用いることは、鋼材の本数が多くなることであるから、同じ耐力を有する断面でも鋼材の本数の多い場合の方が、各鋼材の腐食の進行は個々に異なるため全体としての耐力低下は小さいことが想定される。よって実際には本文で得られた結果よりも高い安全性を有していると考えられ、モデルの再検討が必要である。ii)本文で用いたデータはすべてPCであり、RCへの適用についてはさらに検討が必要である。iii)腐食速度について、本文では年数の0.5乗に比例すると仮定したが、より現実的なものとするためには、さらにデータの蓄積が必要である。iv)本文において本モデルの実橋への適用が示され、これによって経年劣化の定量的な推定が可能となったと思われる。

今後、上記の問題点を考慮すると共に、多くのデータを背景として、構造物の安全性のより精度の高い推定が必要となると思われる。なお、実橋の資料については、建設省関東地方建設局東京国道工事事務所の方々にご協力いただきましたことを、ここに感謝いたします。

参考文献

- 1) 関 博他：コンクリート部材の劣化と破壊確率について、第7回コンクリート工学年次講演会論文集、(日本コンクリート工学協会)、1985年6月
- 2) GjØrv, O.E.: Long-time Durability of Concrete in Seawater. ACI Journal. Vol. 68. No. 1 1971年1月
- 3) 青木義次：鉄筋の強度と断面のばらつき、セメント・コンクリート No. 384. 1979年2月
- 4) 関 博他：コンクリート中の鉄筋の腐食量に関する実験的考察、土木学会第39回年次学術講演会講演概要集、(土木学会)、1984年10月
- 5) 日本規格協会：JISハンドブック土木、1983年4月
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説(Ⅰ共通編、Ⅲコンクリート橋編)、1978年1月
- 7) Baker, A.L.L.: Limit-state Design of Reinforced Concrete (2nd edition), 1970年
- 8) 岡村 甫：コンクリート構造の限界状態設計法(第2版)、1984年5月

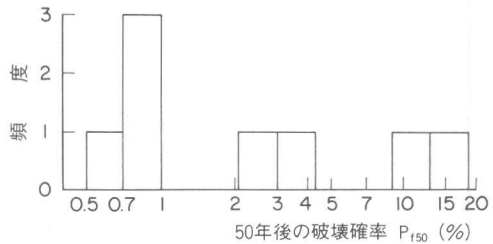


図-4 50年後の破壊確率の頻度分布

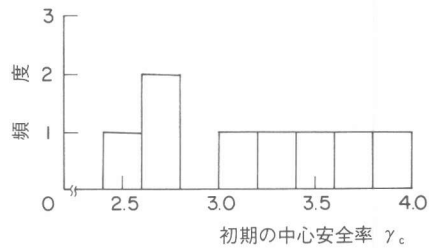


図-5 初期の中心安全率の頻度分布