

現場試験に基づいた RC 橋梁における塩害劣化予測と安全性評価

神戸大学大学院 学生員 ○小島 大祐
神戸大学工学部 正会員 森川 英典

1. はじめに

構造物の性能を維持するためには、設計段階の劣化予測だけではなく、実際に点検することで得られるデータを最大限に活用することで劣化予測の精度を向上する必要がある。本研究では、点検データを用いて劣化曲線の補正を行い、モンテカルロシミュレーションによる劣化予測とそれに基づく安全性評価を行った。

2. 現場実橋試験

本研究で対象とした RC 橋梁の構造諸元を表-1 に示す。本橋梁は橋齢約 45 年であり、海岸から約 50m に位置していることから塩害による劣化が著しい。

(1) 詳細ひび割れ調査：鉄筋の腐食量はコンクリートのひび割れと関係があることから、ここではひび割れの分布から腐食分布を推定することとした。そこで、鉄筋の分極抵抗値から腐食速度を算出し、一部分の腐食量を推定した後、残りの箇所についてはひび割れ図（図-1

参照）から算出したひび割れ密度（単位面積当たりのひび割れ長さの総和）を用いて腐食量を推定した。

(2) 腐食モニタリング：C 桁に対して鉄筋腐食モニタリングを行い、自然電位と分極抵抗を計測した。推定した鉄筋腐食速度を図-2 に示す。

(3) 採取コンクリートコアの室内実験：主桁ウェブから採取したコア（各主桁から 1 本ずつ）の超音波速度を計測し、圧縮試験を行った。その結果を過去の同様の試験から得られた超音波と強度の結果に加えて近似曲線を求め換算式を算出した。その結果を図-3 に示す。主桁橋軸方向に計測した超音波速度の分布に適用し強度を推定した結果、平均で $35.7(\text{N}/\text{mm}^2)$ となった。

3. 劣化予測手法

供用開始時からの劣化予測をモンテカルロシミュレーション法により評価した。変動条件は既往の文献や実験等を参考に表-2 に示すように設定した。

(1) 劣化予測：潜伏期の予測はFickの拡散方程式を用いてコンクリート中の塩分量が鋼材位置における塩化物イオンの鉄筋腐食発生限界濃度 $C_{lim}=1.2(\text{kg}/\text{m}^3)$ に至る時点として安全側に評価を行うこととした。また、供用開始時の曲げひび割れによる影響を考慮した。潜伏期間の結果を表-3 に示す。進展期は、潜伏期が終了してから加速期の初期腐食速度に達するまでの期間とした。加速期および劣化期における腐食量は図-5 に示す関係と次式を用いた。

表-1 構造諸元

橋種および形式	RC単純T桁橋	
橋長(支間割)	11.10m (-)	
有効幅員	5.50m	
径間割	1径間	
架設年度	1959年	
設計荷重	TL-14	
構造概要	主桁	本数:3, 間隔:2.00m
	横桁	本数:3
	舗装	コンクリート
	高欄	コンクリート高欄

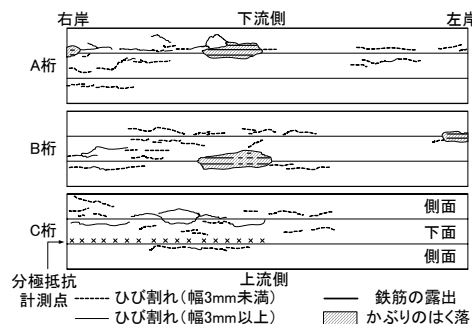


図-1 腐食ひび割れ密度

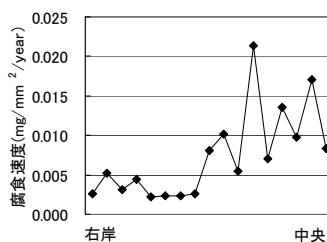


図-2 分極抵抗値から推定した鉄筋腐食速度

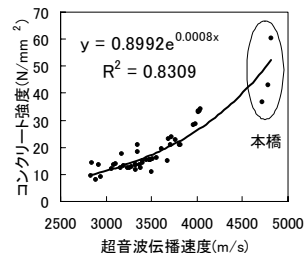


図-3 超音波速度と強度

表-2 変動条件

		A桁	B桁	C桁
かぶり(mm)	平均値	63		
	標準偏差	7.9		
表面塩化物イオン濃度*(kg/m^3)	平均値	6.5	5.0	4.5
	標準偏差	1.2	1.0	0.8
設計拡散係数*(cm^2/s)	平均値	2.23×10^{-8}		
	標準偏差	8.04×10^{-9}		
限界腐食量(mg/mm^2)	算出式	$\gamma_1 = 2.5 \times 10^{-5} \cdot d^2$ d : かぶり		
	標準偏差	かぶりのばらつきに従う		
限界腐食速度($\text{mg}/\text{mm}^2/\text{year}$)	平均値	1.92		
	標準偏差	0.54		

*対数正規分布に従う

表-3 潜伏期間 (year)

曲げひび割れ	A桁	B桁	C桁
なし	5.8	6.8	8.3
あり	16.0	18.6	22.8

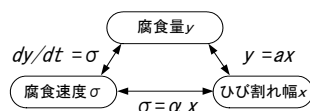


図-5 加速期パラメータ

キーワード RC 橋梁, 現場試験, 塩害, ひび割れ, 劣化予測, 安全性評価

連絡先 〒657-8501 兵庫県神戸市灘区六甲台町 1-1 神戸大学工学部 TEL 078-803-6027

$$y = a \cdot C \cdot \exp\left(\frac{\alpha}{a} \cdot t\right)$$

C ：初期腐食ひび割れ幅(mm)， $a = 0.141 \cdot \exp(1.078 \cdot d/\phi)$ ， $\alpha = 54.82 \cdot d^{-1.17}$ ， d ：かぶり(mm)， ϕ ：鉄筋径(mm)

(2) 腐食減量率：算出された腐食量を RC 部材の性能評価に適用するために、鉄筋表面で一様に腐食が進行するという仮定のもと、次式に示す腐食減量率を用いた。

$$\Delta w = \frac{y\pi\phi}{\frac{1}{4}\pi\phi^2\gamma} = \frac{4y}{\phi\gamma} \quad \gamma : \text{鉄筋の単位体積質量}(\text{mg}/\text{mm}^3)$$

(3) 鉄筋腐食量の推定と劣化予測シミュレーション：点検データを劣化予測に反映させるため、加速期パラメータにおける α/a に対して補正係数 η を乗ずることにより、最終的に得られる劣化曲線に対して幾何的に補正を行うこととした。鉄筋腐食量の推定は、分極抵抗を計測した C 桁右岸側において腐食量とひび割れ密度の関係を調べ、その関係式とひび割れ密度に基づいて他の部分の腐食量を推定することとした。その結果を図-6に示す。さらに、各パラメータのばらつきを考慮した劣化予測のモンテカルロシミュレーションを行った結果得られた橋齢ごとの腐食減量率の分布を図-7に示す。

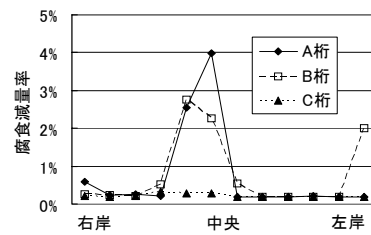


図-6 各桁の推定腐食減量率

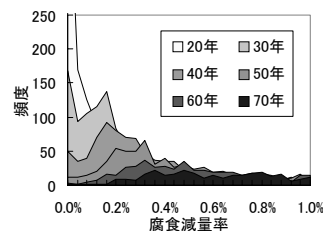


図-7 腐食減量率の頻度分布

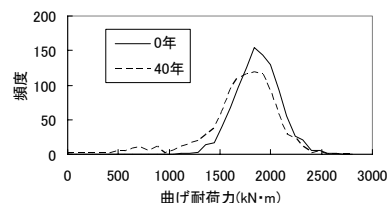


図-8 曲げ耐力の頻度分布

4. 安全性評価

(1) 耐力解析：FEM 解析を用いて主桁断面の曲げに対する終局曲げモーメントを算出した。載荷荷重は道路橋示方書に示される B 活荷重 L 載荷に基づいた等分布荷重とした。腐食後の鉄筋の力学的特性は次式で示される。

$$E' = (1 - 1.13 \cdot \Delta w) \cdot E, \quad f' = (1 - 1.98 \cdot \Delta w) \cdot f$$

ここで、 E' ：腐食後の鉄筋弾性係数， f' ：腐食後の鉄筋降伏強度

劣化予測に基づいた曲げ耐力の結果として、分布を図-8に示す。

(2) 断面力解析：格子分割モデルを用いて断面に発生する曲げモーメントを算出した。載荷荷重は B 活荷重 L 載荷とし、実データに基づいた変動を考慮している。鉄筋腐食による断面剛性の低下式は FEM 解析をもとに算出され、次式で示される。

$$K' = K(0.474 + 0.526 \cdot n), \quad n = 1 - 1.13 \cdot \Delta w$$

ここで、 K' ：腐食後の断面剛性， K ：健全時の断面剛性， n ：弾性係数比

劣化予測に基づいた各桁の発生断面力の経時変化を図-9に示す。

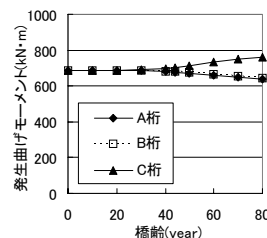


図-9 発生曲げモーメント

(3) 安全性評価：劣化予測のモンテカルロシミュレーションにより試行回数分の腐食

減量率が算出されたが、それらを FEM 解析、断面力解析にそれぞれ逐一入力することによって安全性指標 β （耐力 R と断面力 S から定義される安全余裕度 $M (= R - S)$ の平均値を標準偏差で正規化したもの）を求めた。既往の研究では、安全性に対する限界値を $\beta = 2.08$ と提案しており、 β の経年変化（図-10 参照）を見ると、 $\beta = 2.08$ に達するのは橋齢約 46 年となった。本橋梁の現況から判断しても妥当な結果が得られたと思われる。

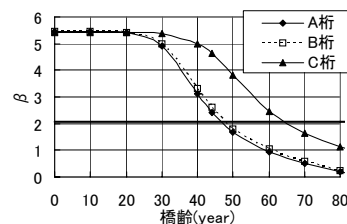


図-10 β の経年変化

5. まとめ

実橋試験で得られた点検データを用いて劣化予測曲線の補正を行い、それに基づいて安全性評価を行った。その結果、 $\beta = 2.08$ に達するのは橋齢約 46 年となり、本橋梁の現況から判断しても妥当な結果が得られたと思われる。多くの橋梁に対して本研究のような詳細な手法で評価していくのは非現実的であるため、今後はアンケート調査等の簡易的な方法でも橋梁を評価・判定できるようにしていきたい。

参考文献

- ・森川英典，森田祐介，川本祐子：塩害による鉄筋腐食を考慮したコンクリート橋の劣化進行予測と安全性評価，アップグレード論文報告集，第 3 巻，pp.377-384，2003.10.