

神戸大学工学部 学生員 ○菊田 亮一

神戸大学工学部 正会員 森川 英典

1. はじめに

塩害による劣化を生じた多主桁のRC橋においては、安全性の低下が桁ごとに不均一で、複雑な状態となる。本研究では、このような不均一に低下したRC橋の安全性を改善するために、外ケーブルによる補強を考慮し、多属性効用理論と遺伝的アルゴリズム（以下 GA）を用いて橋梁構造系としての最適な補強をするための手法について検討を行った。

2. 塩害劣化ならびに外ケーブルによる補強効果を考慮した安全性評価

対象とする橋梁は、実橋（旧壱谷橋）をモデルにした、3径間3主桁RC単純T桁橋であり、海岸線に対して平行に架設された塩害劣化環境にある。各桁の諸元を表-1に、また、対象橋梁の断面を図-1に示す。詳しい塩害劣化のモデル化、また、安全性評価等については川本らの研究¹⁾を参考とし、結果のみ図-2に示す。図中に示す $\beta = 2.08$ は、既往の研究²⁾において、補修、補強を施すべき限界値として提案されている値であり、ここから推測すると、橋齢17年までに対策が必要と考えられ、本研究では、10年、15年で補強対策を行うとした。

本研究においては睦好らによって提案された外ケーブルPCの曲げ耐荷力算定法³⁾と、既往の研究⁴⁾において使用されたアンボンドPCの曲げ耐荷力算定式である Pannel 式の2通りの方法を用いて曲げ耐荷力を評価し、ばらつきを考慮する要因として、主鉄筋降伏強度、緊張材応力に着目した。

また、断面力評価は、はりモデルによる格子体モデル（図-3）を用い、モンテカルロシミュレーション（試行回数 5000 回）により、不確定性を考慮した断面力解析を行った。また、断面力評価を行うにあたり、補強による断面2次モーメントの回復を図-4のように仮定した。ここで、断面2次モーメントの回復した状態 I_{max} となるプレストレス量、 P_t 、 P_t' はそれぞれ、桁の下縁、上縁での引張応力を生じないプレストレス量とした。

以上のように求めた耐荷力、断面力から補強後の安全性指標 β を算定し、代表的な補強対策について安全性評価を行い、各主桁の補強量に対する安全性向上量を重回帰分析を行うことにより求め、本手法に適用した。

表-1 各桁の諸元および初期条件

	A桁	B桁	C桁
かぶり(mm)	50	50	50
コンクリート強度(N/mm ²)	20	30	30
コンクリート弾性係数(kN/mm ²)	16	21	21
W/C(%)	74	57	57
鉄筋降伏強度(N/mm ²)	294		
鉄筋断面積	8820		
スタースタップ間隔(mm)	127.2		
スタースタップ間隔(mm)	300		

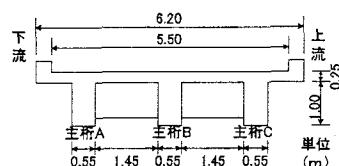


図-1 対象橋梁断面図

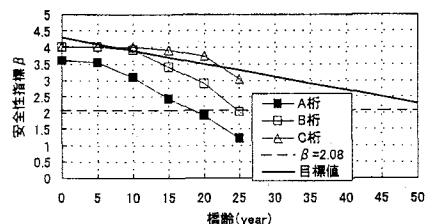
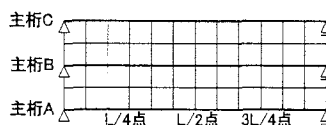
図-2 目標値の変化と経年による安全性指標 β の低下

図-3 解析モデル（平面図）

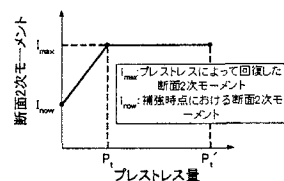


図-4 断面2次モーメントの回復

3. 外ケーブル工法による塩害劣化RC橋の最適補強の検討

本研究における最適補強の検討は多属性効用理論とGAに基づき行なわれるものであるが、最適化の考え方を次のように定義する。すなわち、『最小の補強量で橋梁全体系のバランスを向上させ、目標とする安全性を確保する。』これにより最適化の目標として以下の3点を考慮した。

- ① 目標とする安全性を最低限確保する。
- ② 各主桁のプレストレス量(補強量)は最小とする。
- ③ 各主桁間の剛性のバランスを向上させる。

①に示す安全性の目標値は、ISO13822 に規定された目標信頼性基準値である $\beta = 2.3 \sim 4.3$ を参考に、供用開始時において $\beta = 4.3$ 、予定供用期間終了時において $\beta = 2.3$ を確保し、その間の目標値の変化を線形としたものを補強時における安全性の目標値とした。図-2 に予定供用期間 50 年における目標値の経年での変化を、補強前の安全性指標 β の低下と併せて示す。また、②、③は多属性効用理論で属性として定式化されるものである。表-3 に本研究における属性を示す。これらの属性から求めた多属性効用関数式は以下のようになり、また、GA における目的関数となる。

$$u(x_1, \dots, x_5) = \frac{1}{3.524} \left(\prod_{i=1}^5 [1 + 0.3524 u_i(x_i)] - 1 \right) \quad (1)$$

GA における制約条件として、①にあげた安全性の目標値と P_i' を 1 とした時の補強率を挙げる。

$0 \leq \gamma_n \leq 1 \quad (n=A, B, C) \quad \gamma_n: n$ 桁に対する補強割合
 $\beta_i' \leq \beta_i \quad \beta_i':$ 橋齢 t における安全性指標 β の目標値, $\beta_i:$ 橋齢 t における補強後の安全性指標 β

本研究で使用する GA は最も基本的な単純 GA を用いる。また、世代数、個体数、交差率、突然変異率は既往の研究⁴⁾と同様に、それぞれ 200, 200, 0.3, 0.01 とした。以上より求めた 10 年, 15 年時の最適補強量を表-4 に、15 年における効用値、総効用値、および表-3 に対応する属性値の例を表-5 に示す。また、GA の収束性に関しては、図-5 に示すように世代数 200 において収束していると考えられる。補強時期として 10 年の方が 15 年に比べて、少ない補強量でより効率的に補強を行うことができることがわかる。また、より劣化程度の大きい A 桁は他の桁に比べてより多い補強量が必要とされ、大きく劣化した A 桁のみを補強するという結果となった。また、効用値は A 桁の補強量以外について 1.0 に近い良好な値を示していることから、今回のケースでは剛性バランスの向上が優先され、その結果、A 桁の補強量の効用値を低下させるような特性がみられた。図-6 に 15 年における補強後の安全性指標 β を示す。補強は A 桁のみに行われたが、B, C 桁からの荷重分配の割合が小さかったため、A 桁の安全性のみが大きく向上したと考えられる。

4. まとめ

塩害劣化により桁ごとに不均一な安全性の低下を生じた多主桁 RC 橋に対して外ケーブル工法による補強効果を考慮した最適補強について検討し、最適補強量を算出した。結果として、最も劣化度合の大きい A 桁のみの補強を示すものとなった。A 桁の剛性を回復させることで荷重分配によって B 桁, C 桁の目標とする安全性を確保したが、効用値に示されたように、剛性バランスの向上を優先させない場合により小さい補強量を示す可能性を残した。

【参考文献】 1) 川本, 森川: 土木学会関西支部年次学術講演会, 2003. 2) 森川ら: 統計解析に基づく既存コンクリート橋の安全性および寿命評価, 土木学会論文集, No. 502/V-25, 1994. 11., 3) 陸好ら: 外ケーブル PC 部材の曲げ性状および曲げ耐力算定法に関する研究, 土木学会論文集, No. 508/V-26, 1995. 4) 森川, 片山: 多属性効用理論に基づく劣化したコンクリート橋における最適補強の決定, 材料, Vol. 49, 2000. 2.

表-3 属性

属性	
①	X_1 補強量 (A 桁)
②	X_2 補強量 (B 桁)
	X_3 補強量 (C 桁)
③	X_4 A 桁に対する B 桁の剛性バランス $[(EJ_A)/(EJ_B)]$
	X_5 A 桁に対する C 桁の剛性バランス $[(EJ_A)/(EJ_C)]$

表-4 最適補強結果

	A 桁		B 桁		C 桁	
	陸好式 (Pannel 式)	陸好式 (Pannel 式)	陸好式 (Pannel 式)	陸好式 (Pannel 式)	陸好式 (Pannel 式)	陸好式 (Pannel 式)
10 年	P_i'	9.05×10^6	8.45×10^6	8.48×10^6		
	補強率	18.5%	18.3%	0.1%	0.3%	0.1%
	補強量	167	166	0.8	2.5	0.8
15 年	P_i'	8.76×10^6	8.29×10^6	8.48×10^6		
	補強率	27.8%	22.0%	0%	0.5%	0.2%
	補強量	244	193	0	4.1	1.7

単位: kN

表-5 効用値・総効用値

(15 年時陸好式による補強)

$u_1(X_1)$	0.616	(244kN)
$u_2(X_2)$	1.000	(0kN)
$u_3(X_3)$	0.997	(1.7kN)
$u_4(X_4)$	1.000	(1.000)
$u_5(X_5)$	0.993	(0.988)
$u(X_1 \sim X_5)$	0.850	

() 内は $X_1 \sim X_5$ の値

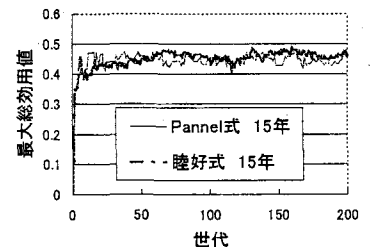


図-5 GA の収束性

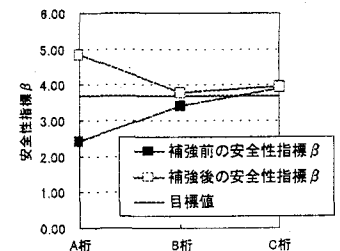


図-6 補強後の
安全性指標 β の変化