

経年劣化を考慮した RC 橋脚の地震時損傷度期待値の算定

学生氏名 磯部 正太
指導教員 吉川 弘道

1.はじめに

現在、鉄筋コンクリート(以下 RC) 構造物の設計は、性能設計体系への移行が進められている。一般に、RC 構造物の構造設計では、供用期間中の経年劣化の進行と経過時間の関係、経年劣化の程度と構造性能の関係が十分に明らかにされていない。そのため、環境による耐久性能の照査と荷重による構造性能の照査が別々に実施されている。今後、構造性能と耐久性能の両者を統合して扱い、より合理的な性能設計法を構築するために、劣化を考慮した構造物の性能評価型設計法を確立することが必要になる。

2.損傷度期待値の算定

損傷度期待値とは、着目地点での基盤最大加速度・P.G.A. α (Gal)と年超過確率 $P_1(\alpha)$ の関係を図示した地震ハザード曲線(図1)によって表される確率で発生し、構造物が Damage Index Curve: $DI(\alpha)$ (図2)により表される損傷を被るとしたとき、その条件の基での構造物の平均的な損傷度指標である。解析を行う橋脚のデータを表1に示す。ここで、 μ_{resp} : 応答塑性率、 μ_u : 終局変位靱性率、 E_h : 履歴吸収エネルギー、 β : 部材の断面特性に依存した正の係数であり、本論では 0.15、 P_y : 降伏強度、 δ_u : 終局変位、 δ_y : 降伏変位である。

表1 橋脚のデータ

形式		橋脚A	橋脚B	橋脚C	橋脚D	橋脚E	
ひびわれ	ひびわれ耐力(MN)	P_c	0.57	1.13	0.31	1.10	1.45
	変位(mm)	c	4.70	3.80	4.30	3.50	6.9
降伏時	水平耐力(MN)	P_y	1.87	3.23	2.63	3.85	4.86
	変位(mm)	y	50.4	36.9	33.1	37.5	34.9
終局時	曲げ耐力(MN)	P_u	1.87	3.57	3.43	4.41	4.86
	変位(mm)	u	610.5	528.3	355.5	352.5	170
終局変位靱性率(-)		μ_u	12.11	14.32	10.74	9.40	4.87
荷重(MN)		W	9.32	15.3	7.52	7.36	6.35

$$DI = \frac{\mu_{resp} - 1}{\mu_u - 1} + \frac{\beta E_h}{P_y (\delta_u - \delta_y)} \quad (1)$$

構造物の損傷度期待値密度 $ed_t(\alpha)$ は、地震ハザード曲線を微分することによって求まる発生確率密度 $p_t(\alpha)$ と損傷度指標 $DI(\alpha)$ の積である式(2)より算出する。さらに損傷度期待値密度 $ed_t(\alpha)$ を積分し、損傷度期待値 ED_t を求める。

$$ed_t = p_t(\alpha)DI(\alpha) \quad (2)$$

$$ED_t = \int_0^{+\infty} ed_t(\alpha) d\alpha = \int_0^{+\infty} p_t(\alpha)DI(\alpha) d\alpha \quad (3)$$

3.塩化物イオンの侵入に伴うかぶり劣化開始時期との関係¹⁾

コンクリート表面に付着した塩化物イオンは、コンクリート内部に浸透し、時間の経過とともに蓄積される。この現象を示すうえで通例用いられるのが、Fick の拡散方程式である。また、その近似解として、式(4)を用いる。ここで C_d (鋼材位置における塩化物イオンの設計値)を C_{lim} (鋼材腐食発生限界濃度、 1.2kg/m^3)にすることにより、かぶり劣化開始時期の評価した(図3)。

$$C_d = v_{cl} \cdot C_0 \left\{ 1 - \operatorname{erf} \left(\frac{0.1 \cdot c}{2\sqrt{D_d \cdot t}} \right) \right\} \quad (4)$$

ここに、 C_d : 本論では鉄筋腐食限界塩化物イオン濃度 (1.2kg/m^3)、 C_0 : 想定塩化物イオン濃度、 c : かぶり、 t : 劣化開始時期、 v_{cl} : C_d のばらつきを考慮した安全係数、 D_d : 設計拡散係数で、普通ポルトランドセメントを使用する場合は、一般に式(5)を用いる、 W/C : 水セメント比。今回は 0.55 を採用した。

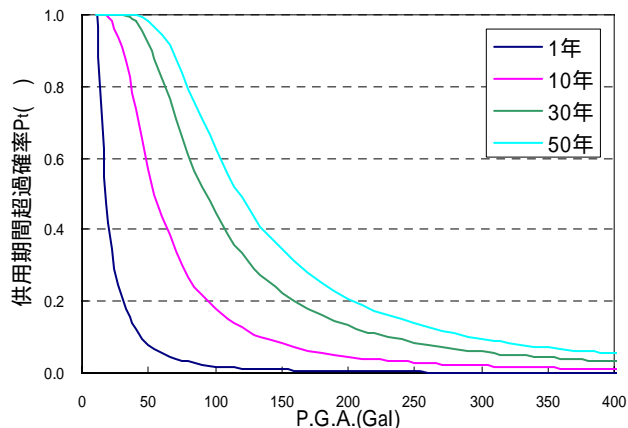


図1 地震ハザード曲線

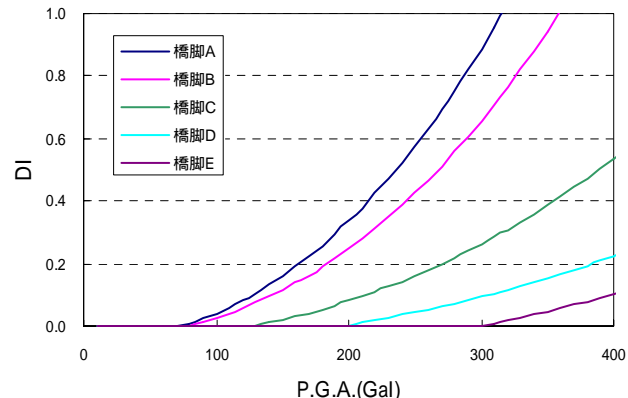


図2 Damage Index Curve

$$\log D_d = -3.9(W/C)^2 + 7.2(W/C) - 2.5 \quad (5)$$

4. 経年劣化(鉄筋腐食)による耐力低下評価²⁾

塩害の経年劣化により、RC 構造物の内部鉄筋が腐食し、構造物の性能の低下につながっている。そのため、鉄筋の腐食進行速度と RC 部材の性能低下の関係を明確にすることが重要である。図 3 よりコンクリートのかぶり厚を 60mm とし、劣化開始時期は、汀線付近では 4 年、0.25km 地点では 10 年、1.0km 地点では 51 年として解析を行うこととする。鉄筋の経年劣化は断面減少(式(6)参照)に伴い終局耐力 M_u も低下する。これは式(7)によって算出する。

$$A_s(t) = n\pi[D_b - 2v(t - T_1)]^2 / 4 \quad (6)$$

$$M_u(t) = bd^2 \xi p f_y \left(1 - \frac{\xi p f_y}{1.7 f'_c} \right) \quad (7)$$

5. 解析結果と考察³⁾

本算定法では、損傷度評価式により得られた DI 値に応じ、橋脚の耐震性能を損傷状態別に 5 段階に定性評価する(表 2)。また、地震ハザードデータは東京都を使用し、タイプ 地震動を想定して、解析を行った。

塩害によって、耐力が低下した構造物(橋脚 B, D)に対する時系列の損傷度期待値を図 4 に、また、橋脚 C について、異なる腐食環境における時系列の損傷度期待値を図 5 に示す。

図 4 から、塩害による経年劣化を考慮する場合としない場合では、供用期間が長くなるほど損傷度期待値 ED_t に大きな差が生じることがわかる。供用期間 50 年においては、劣化を考慮しなければ、損傷度期待値 ED_t は、橋脚 B では 0.5、橋脚 D では 0.07 程度と、それぞれ大被害、無損傷に止まると予測される。しかし、劣化を考慮すると、橋脚 B では崩壊、橋脚 D では軽微な損傷と予想される損傷状態が変わってしまうことが読み取れる。

図 5 から、海岸からの距離が近いほど、塩害によって耐力が低下していることがわかる。しかし、供用期間 50 年以内においては、海岸からの距離が 1.0km を超えると、劣化開始時期が 51 年になるため、損傷度期待値 ED_t は劣化を考慮しない場合と等しくなり、塩害による劣化は影響しないものと考えられる。

以上より、劣化を考慮することにより、より詳細に損傷度期待値を定量化できたといえる。

【参考文献】

- 1) コンクリート標準示方書〔施工編〕, pp24-28,80,81, 2002
- 2) Dan M.Frangopol, Kai-Yung Lin, Allen C.Estes: Reliability of Reinforced Concrete Girders Under Corrosion Attack, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.123, No.3, pp286-291, 1997
- 3) 三上卓, 家村浩和: 性能照査型設計のための損傷指標, 第 4 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp17-24, 2000

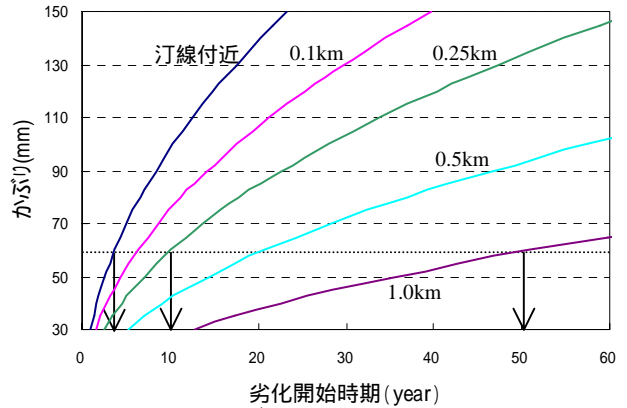


図 3 かぶり厚と劣化開始時期の関係

表 2 損傷度指標と損傷状態の関係

Damage Index(DI)	損傷状態
0.00 < DI < 0.08	- 無損傷・僅かな損傷 - 無損傷、或いは耐力に影響を及ぼさない程度の疎らなひび割れ。
0.08 < DI < 0.18	- 軽微な損傷 - 小さなひび割れ
0.18 < DI < 0.36	- 中程度の被害(修復可能限界) - ひび割れ、被りコンクリートの剥離。
0.36 < DI < 0.60	- 大被害 - コンクリートの圧壊、鉄筋の座屈、損傷変形が大きい。
0.60 < DI	- 崩壊 - 全体的、部分的崩壊。

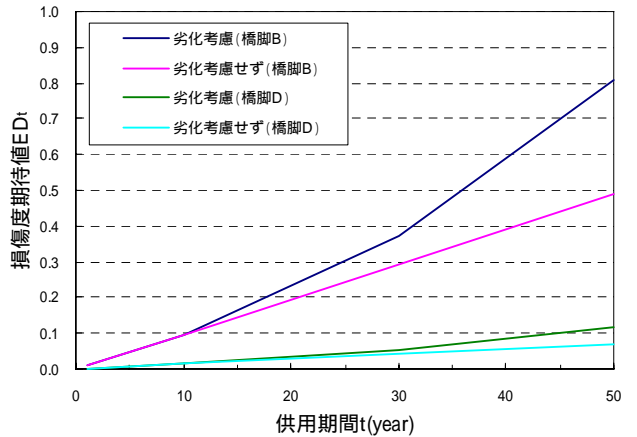


図 4 時系列の損傷度期待値

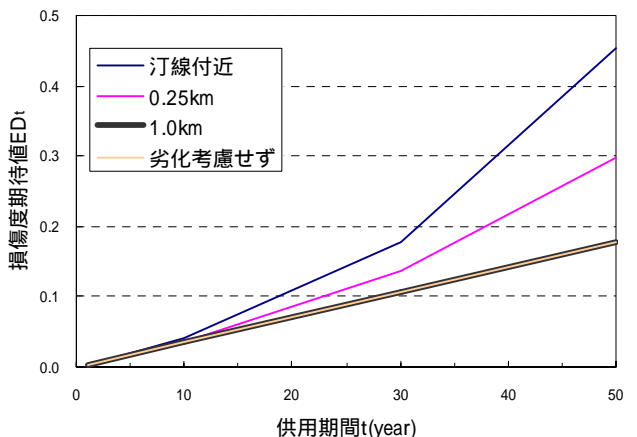


図 5 異なる腐食環境の損傷度期待値