

腐食環境下にある RC 構造物の 地震時損傷度期待値と耐震性能評価

学生氏名 劉 汝剛
指導教員 吉川 弘道

鉄筋コンクリート構造物の損傷程度を表す指標に損傷度指標がある。それを用いて、RC 構造物の耐震性能を評価し、腐食環境下にある RC 構造物の鉄筋腐食し、耐力低下後における耐久性評価を行った RC 構造物の耐震性能照査では、構造物が供用期間において遭遇するであろう想定地震動強度を設定し、RC 構造物の損傷度期待値を推定する方法が考えられる。確率論的な地震被害における構造物の損傷レベル発生確率は、地震動の大きさを指標とした関数である Fragility Curve によって求める。

Key Words : reinforced concrete structure , corrosion environment , damage index , seismic hazard curve seismic performance evaluation , fragility curve

1. はじめに

鉄筋コンクリート（以降、RC）構造物は、極めて耐久性に富み、供用後メンテナンスフリーであると考えられてきた。しかしながら、ここ数 10 年の間に塩害等に起因する早期劣化が問題となり、既存 RC 構造物の適切な維持管理を行うことが、構造物の長寿命化にとって必要であるとの認識が高まってきた。現在、RC 構造物の設計は仕様規定型から性能照査型への過渡期にあると同時に、設計の重点も新設に関する設計から、既存構造物の保守へと移行しつつある。

RC 構造物の耐震性能照査では、構造物が供用期間において遭遇するであろう想定地震動強度を設定し、RC 構造物の損傷度期待値を推定する方法が考えられる。それを用いて、腐食環境下にある RC 構造物の鉄筋腐食による耐力低下後における耐久性評価を行った。

本文は、耐震性能と耐久性の両者を統合して扱

う、より合理的な性能設計法を構築するために、経年劣化と耐震性能の関係を明らかにし、劣化を考慮した構造物地震時損傷度期待値を算定する。また、RC 橋脚の地震時損傷を橋脚基部の曲げ破壊のみに限定し、確率論的な地震被害における構造物の損傷レベル発生確率は、地震動の大きさを指標とした関数である Fragility Curve により求める。本研究構成の流れは、以下の通りである。

(1) 地震危険度評価 : phase

地震危険度解析は、「将来の一定期間に着目地点周辺で発生すると予測される地震動について、その諸性質を定量的に予測・評価する」と定義される。地震危険度解析では、地震及び地震現象の物理的性質を的確にモデル化し、将来の予測問題であることに起因する不確定性を適切に組み込むことが構成となる。

(2) RC 構造物の耐震性能評価 : phase

耐震工学の知見を生かし、基盤最大加速度が発生した時の、RC 橋脚の最大応答変位を確定論的に算出する。加速度を基盤面から入力したときの、地盤

の増幅効果，応答倍率を考慮し，構造物の応答加速度を推定する．その応答加速度を用いて弾塑性評価式により応答変位を算出する．構造物損傷状態の評価は，応答変位を用いて損傷度評価式により算出された損傷度指標から評価する．

(3) 腐食による RC 橋脚の耐力低下モデル：phase

RC 構造物の塩害はコンクリート中に塩化物イオンが浸透し，その塩化物イオンが鉄筋位置で限界塩化物イオン量に達し鉄筋腐食が開始する．その後鉄筋腐食が続くし，鉄筋断面積が減少し，耐力低下し，その耐力低下モデル設立し，劣化による耐力低下を算出する．

(4) RC 橋脚の地震時損傷度期待値：phase

損傷度期待値は，様々なレベルの地震動が地震ハザード曲線に示される確率で発生し，構造物は Damage Index curve で示される損傷を受けるとしたうえで，すべての地震動の発生を考慮した場合の Damage Index 期待値である．本研究は腐食により経年劣化を考慮した地震時損傷度期待値を算出する．

(5) RC 橋脚の損傷レベル発生確率：phase

任意の加速度に対して，応答変位が求まり，そのばらつきを考慮することで限界状態発生確率を算定し，損傷レベル発生確率へ変換する．

本研究の構成を示すフローチャートを Fig. 1 に表記する．

2. 地震危険度評価¹⁾

(1) 地震ハザード曲線

地震ハザード曲線は，震源距離分布及び水平最大加速度推定式の情報を集積し，歴史地震および活断層データから建設地点における地震動の年超過確率を算定したものである．これは，すべての地震活動域に対し，マグニチュードと震源距離のすべての組み合わせについて距離減衰式を適用して任意の加速度の年超過確率を算出するものである．

本文は，河角の方法²⁾により地震ハザード曲線を作成する．河角の方法とは，過去の地震記録や活断層データから加速度 α の年超過確率 $P(\alpha)$ を算定するものである．抽出期間 T_D 年間の地震情報を採取

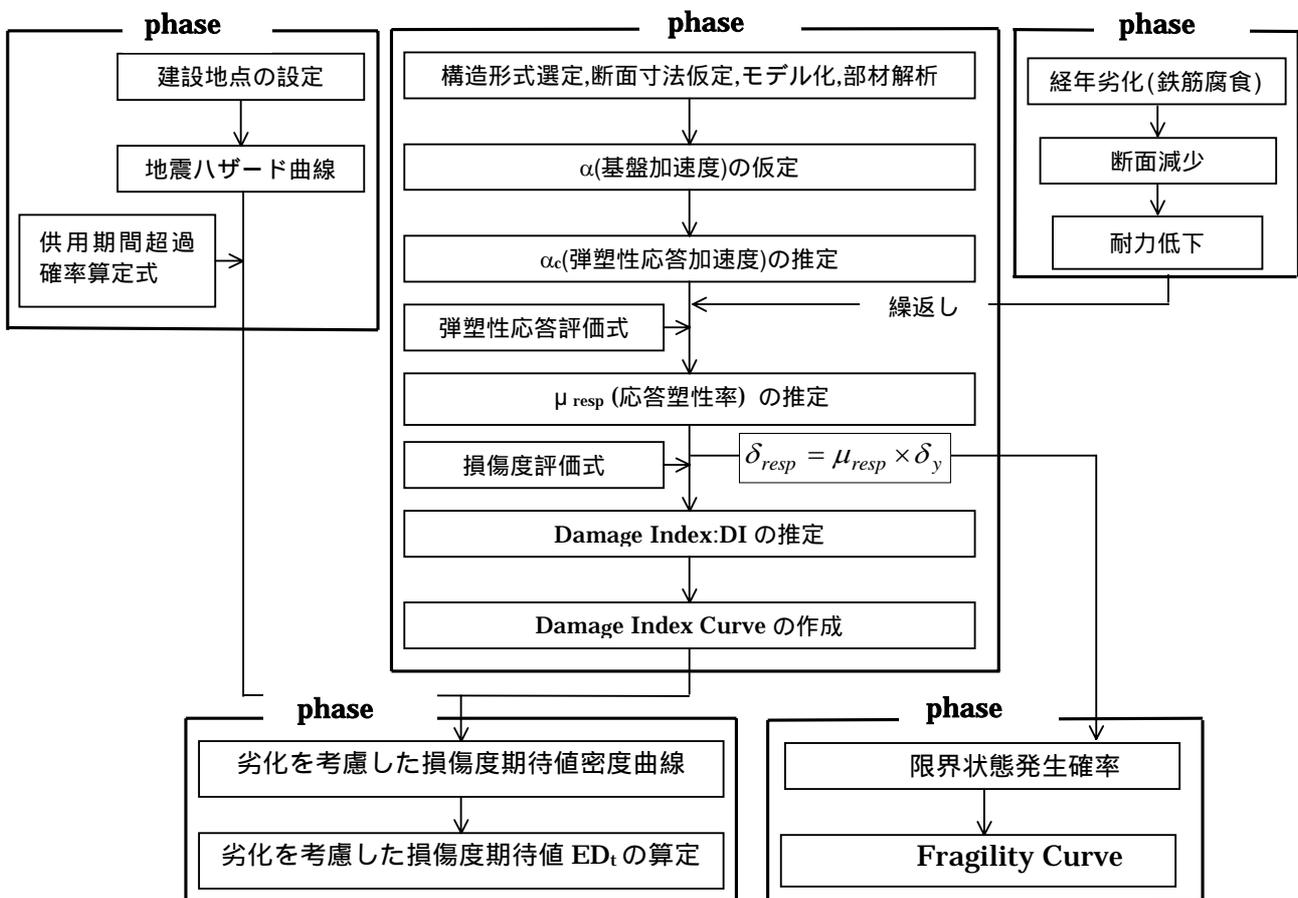


Fig. 1 本研究のフローチャート

し、加速度 α 以上の地震の発生回数を $n(\alpha)$ とすれば、年平均地震発生回数を抽出期間で除した値 $n(\alpha)/T_D$ は、 T_D 年間での年平均地震発生回数となる。年平均地震発生回数が将来 (T_D 年間で) でも同様の回数発生するポアソン過程が成立すると仮定すれば、 $\{n(\alpha)/T_D\} \times T$ は Eq.(1) に示す、将来 T 年間での平均発生回数 $N(\alpha, T)$ となる。

$$N(\alpha, T) = \frac{n(\alpha)}{T_D} \cdot T \quad (1)$$

$N(\alpha, T) = 1$ のとき、 T 年間で平均して α 以上の地震の発生する回数は、1 回である。ここで T を平均再現期間と定義する。この関係を、平均して T 年の再現期間をもつ地震動強度が α 以上であると解釈し、 $N(\alpha, T) = 1$ が成立するような加速度 α を順じ算定することで、平均再現期間 T と加速度 α の関係を表現することができる。平均再現期間と年超過確率は Eq.(2) のように逆数関係にあることから、加速度と年超過確率関係を示す地震ハザード曲線を作成することができる。

$$P(\alpha) = \frac{1}{T(\alpha)} \quad (2)$$

Fig.2 に一例として、Table 1 に示す建設地点における地震ハザード曲線を示す。

(2) サイトにおける供用期間の地震動設定

年超過発生確率 $P_t(\alpha_i)$ を表現する地震ハザード曲線を設定し、将来の t 年間に着目し、サイトにおける P.G.A. α を超える地震動に見舞われる確率 $P_t(\alpha)$ は超過確率算定式 Eq.(3) より与えられる。

$$P_t(\alpha) = 1 - [1 - P_1(\alpha)]^t \quad (3)$$

その一例として、東京都新宿区における $t = 20$ 年、30 年、50 年の地震ハザード曲線を Fig. 3 に示す。Eq.(4) に示すとおり、地震ハザード曲線の超過確率 $P_t(\alpha)$ を地震動強度 α で微分することで地震動強度の発生確率密度関数 $p_t(\alpha)$ に変換することができる。

$$p_t(\alpha) = -\frac{dP_t(\alpha)}{d\alpha} \quad (4)$$

3. RC 構造物の耐震性能評価

(1) 弾性応答加速度

Table 1 建設地点データ

建設地点	略称	Latitude	Longitude
北海道札幌市	北海道	43.1366N	141.3550E
宮城県仙台市	宮城県	38.2633N	140.9327E
東京都新宿区	東京都	35.7075N	139.6891E
愛知県名古屋市	愛知県	35.0602N	136.9766E
福井県福井市	福井県	36.0413N	136.2308E
兵庫県神戸市	兵庫県	34.6866N	135.1611E
福岡県福岡市	福岡県	33.5936N	130.4008E

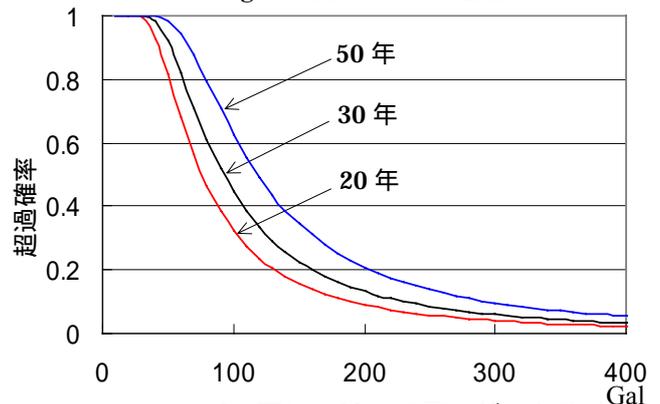
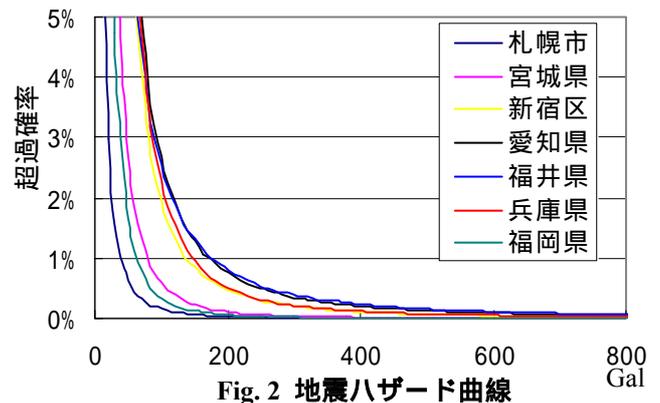


Fig. 3 新宿区における地震ハザード曲線 (t=20年, 30年, 50年)

Table 2 地震動タイプと応答倍率

	タイプ	タイプ
P.G.A.	約 250 ~ 350Gal	約 600 ~ 800Gal
頻度	比較的低い	極めて低い
継続時間	約 20 秒程度	約 5 秒程度
地震例	HACHINOHE, 1968NS	JMA - KOBE, 1995NS
応答倍率	1.4	2.5

本研究では、地震動タイプの種別として現行の平成 14 年版「道路橋示方書・同解説 耐震設計編」にレベル 2 地震動のタイプ、タイプ 3 として分類されている。応答倍率³⁾は入力地震動に対する応答加速度値の比のことである。

本研究のレベル 2 地震動タイプ 2 とタイプ 3 は Table 2 のように設定する。その応答倍率 K_T に沿っ

て全ての解析を行う．応答倍率 K_T を沿って, Eq.(5) において応答加速度 α_c を算出する．

$$\alpha_c = K_T \times \alpha \quad (5)$$

(2) 弾塑性応答評価⁴⁾

1 質点 1 自由度の完全弾塑性系でモデル化された構造系において, 荷重低減係数 R_μ は弾性応答における復元力の最大値 P_E を弾塑性系の降伏耐力 P_y で除した Eq.(6)より求められる．

$$R_\mu = \frac{P_E}{P_y} = \frac{W}{g} \alpha_c \times \frac{1}{P_y} \quad (6)$$

また, 荷重低減係数 R_μ を大きくすると構造物に生じる応答塑性率 μ_{resp} は大きくなるが, μ_{resp} が構造物の許容塑性率 μ_a より小さければ構造物は倒壊を免れることができる．

本文では, 弾塑性応答評価式としてエネルギー一定則とその特徴を記述する．エネルギー一定則では, 弾塑性系でモデル化された構造物の最大応答時におけるポテンシャルエネルギー(エネルギー吸収能力)が弾塑性系のそれに等しいとする条件より, (最大)応答塑性率 μ_{resp} を評価することができる．また, エネルギーは(力) × (変位量)より算出することができる．ゆえに, 三角形 OAB=台形 OCDE なる条件から応答塑性率 μ_{resp} は Eq.(7)より求められる(Fig.4)．

$$\mu_{resp} = \frac{1}{2} (R_\mu^2 + 1) = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{P_E}{P_y} \right)^2 + 1 \right\} \quad (7)$$

ここでは, バイリニア型の復元力をもつ弾塑性系の地震応答に関する既往の研究から, 応答塑性率 μ_{resp} と弾塑性応答変位 δ_{resp} の関係を表す評価式としては Eq.(8)でそれぞれ表現される．

$$\delta_{resp} = \mu_{resp} \times \delta_y \quad (8)$$

(3) 損傷度評価式

本文では損傷度評価式として, Park らが提案し, Kunnath らが修正し, 鈴木らにより構造物が弾性挙動を示す場合は $DI = 0$ となる, Eq.(9)ように修正された.

$$DI = \frac{1}{\mu_u - 1} \left\{ (\mu_{resp} - 1) + \frac{1}{2} \frac{\beta E_h}{W_l} \right\} \quad (9)$$

$\mu_u, \mu_{resp}, E_h, W_l, \beta$ は終局変位靱性率, 応答塑性率, 履歴吸収エネルギー(累積塑性歪エネルギー)(MN・mm), 降伏点までの歪エネルギー(MN・mm), 部材の断面特性等に依存した正の係数である．

本文は, Table 3 に示す橋脚データを用いて Damage Index Curve (DI)の解析を行った．

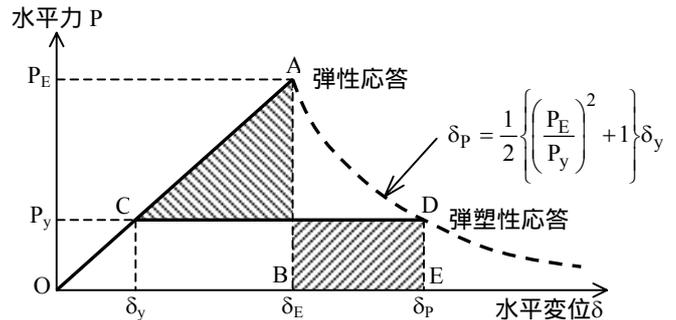


Fig. 4 ポテンシャルエネルギー一定則

4. 鉄筋腐食による RC 橋脚の耐力低下モデル

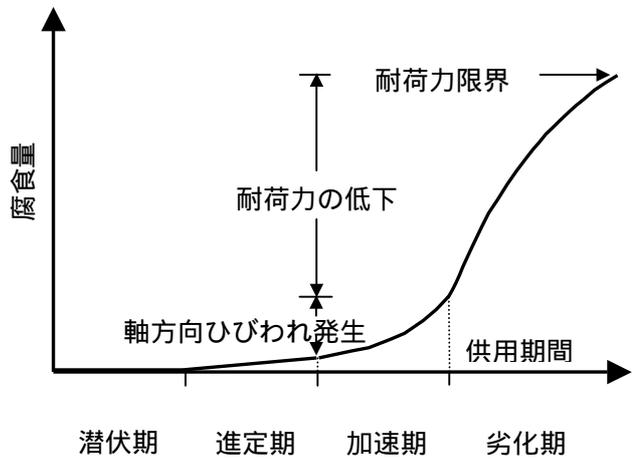


Fig. 5 外来塩化物による鉄筋腐食過程

Table 3. 鉄筋コンクリート橋脚データ

形式			橋脚A	橋脚B	橋脚C	橋脚D	橋脚E
ひびわれ	ひび割れ耐力(MN)	P_C	1.10	0.57	1.13	0.31	1.45
	変位(mm)	δ_C	3.50	4.70	3.80	4.30	6.9
降伏時	水平耐力(MN)	P_y	3.85	1.87	3.23	2.63	4.86
	変位(mm)	δ_y	37.5	50.4	36.9	33.1	34.9
終局時	曲げ耐力(MN)	P_u	4.41	1.87	3.57	3.43	5.6
	変位(mm)	δ_u	352.5	610.5	528.3	355.5	170
終局変位靱性率(-)		μ_u	9.40	12.11	14.32	10.74	4.87
荷重(MN)		W	7.36	9.32	15.3	7.52	6.35

(1) 海岸環境下における鉄筋腐食現象⁵⁾

塩害劣化過程は、Fig. 5 に示すように四つの段階にわけることが出来るとされている。それぞれの段階の特徴について以下のとおりである。

・潜伏期

塩化物イオンがかぶりコンクリート中に拡散浸透し近傍に蓄積され、鉄筋腐食が発生するまでの過程。主に、塩化物イオンの拡散速度に支配される。

・進展期

コンクリート中で鉄筋が塩化物イオンにより腐食し始め、腐食生成物（錆）が蓄積され、その膨張圧によってかぶりコンクリートに鉄筋軸方向のひびわれが生じるまでの過程。主に、溶存酸素と水分の供給およびコンクリートの電気抵抗に支配される。

・加速期

軸方向のひびわれによって、腐食速度が促進されかぶりコンクリートの剥離・剥落が生じる過程。支配因子は進展期とほぼ同様であるが、荷重作用の影響も受ける、軸方向のひびわれが生じるも静的な耐荷力はあまり低下しないと考える。

・劣化期

鉄筋の腐食が進み、鉄筋断面積の減少が顕著となり、構造物の耐荷力の低下が明らかとなる過程。

(2) 塩化物イオン浸透性

鉄筋腐食は構造物の耐久性、耐荷性に大きな影響を与えるが、現状では鉄筋の腐食過程は定性的にしか把握されておらず、性能の評価が困難な状況にある。ここでは、塩化物イオンの浸透性について、かぶりと劣化開始時期の関係を評価することによって検討した。

実際に、かぶりと劣化開始時期との関係を評価するにあたって、鋼材位置における塩化物イオンの設計値 C_d を算出する Eq.(10)を用いる。一般に、 C_0 は Table 4 により決定される。このときの C_d を鋼材腐食発生限界濃度 C_{lim} (一般に、 1.2kg/m^3) にすることにより、かぶりを 30~150mm に設定したときにおける劣化開始時期を算出することができる。

$$C_d = v_{cl} \cdot C_0 \left\{ 1 - \text{erf} \left(\frac{0.1 \cdot c}{2\sqrt{D_d \cdot T}} \right) \right\} \quad (10)$$

c : かぶり(mm)

T : 塩化物イオンの侵入に対する劣化開始時期

v_{cl} : 鋼材位置における塩化物イオン濃度の設計値 C_d のばらつきを考慮した安全係数。一般に 1.3 とする

D_d : 塩化物イオンに対する設計拡散係数(cm^2/year)。普通ポルトランドセメントを使用する場合は、一般に、Eq.(11)により評価する

W/C : 水セメント比。今回は 0.55 とした

$\text{erf}(s)$: 誤差関数 $\text{erf}(s) = \frac{2}{\pi^{1/2}} \int_0^s e^{-\eta^2} d\eta$

$$\log D_d = -3.9(W/C)^2 + 7.2(W/C) - 2.5 \quad (11)$$

かぶり、海岸からの距離と鉄筋腐食開始時期三者の関係は Fig. 6 示す。

Table 4 コンクリート表面における塩化物イオン濃度 $C_0(\text{kg/m}^3)$

飛沫帯	汀線付近	海岸からの距離 (Km)			
		0.1	0.25	0.5	1
13	9	4.5	3	2	1.5

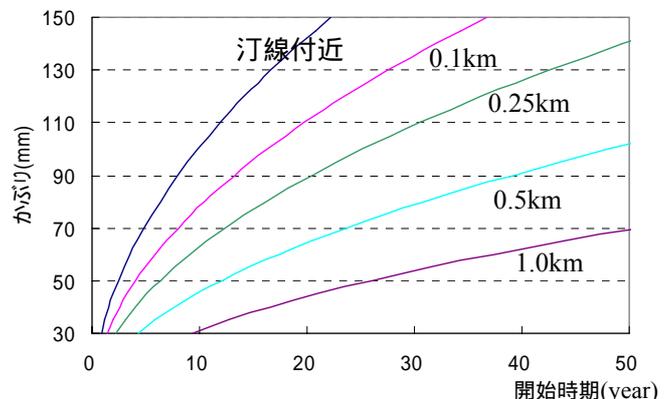


Fig. 6 かぶりと鉄筋腐食開始時期の関係

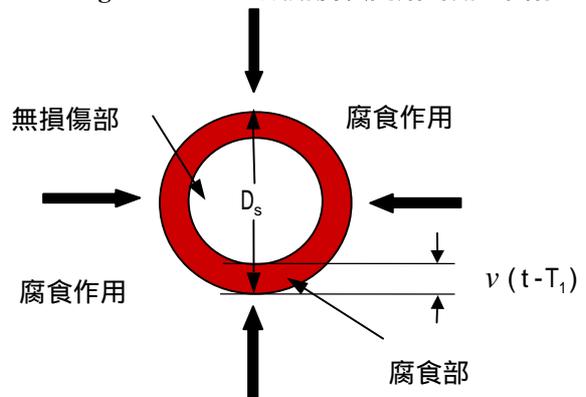


Fig. 7 均一鉄筋腐食モデル

(3) 鉄筋腐食モデルと鉄筋腐食速度

鉄筋腐食に起因する耐荷力の低下などを取り込み、

RC 構造物の損傷の程度を定量評価することができる。例えば Frangopol ら⁶⁾は Fig. 7 に示されるような均一な鉄筋の腐食状態を想定し、供用開始後 t 年として鉄筋断面積として次式を提示している。Frangopol らによる提案式 Eq. 12,13 を用いて、主筋の断面減少後の量を算定する。

主筋断面減少を算定式

$$A_s = n\pi [D_s]^2 / 4 \dots \text{for}(t \leq T_I) \quad (12)$$

$$A_s^*(t) = n\pi [D_s - 2v(t - T_I)]^2 / 4 \dots \text{for}(t > T_I) \quad (13)$$

海岸から塩化物イオンが供給される場合の鉄筋腐食過程が、劣化期で鉄筋腐食が進み、鉄筋断面積の減少が顕著となり、Frangopol らの式によって鉄筋腐食モデルに沿った鉄筋腐食率の数値的な手法の確立が求められる。本文は海洋環境による 0.03 ~ 0.05mm/year の鉄筋腐食速度と考える。

(4) 腐食した RC 部材の耐力評価

曲げ耐力 M_u^* は、鉄筋量 A_s と非線形関係にあることが Eq.(14),(15),(16)より明らかである。従って、曲げ耐力の算定式内鉄筋量 A_s と引張鉄筋比 p を腐食による断面減少から求めることによる鉄筋腐食後の曲げ耐力の低下を評価することができる。鉄筋腐食後の耐力低下の評価モデルは、Fig. 8 に示す。

$$M_u^*(t) = bd^2 \xi p f_y \left(1 - \frac{\xi p f_y}{1.7 f_c'}\right) \quad (14)$$

$$p = \frac{A_s}{bd}, \quad \xi = \frac{A_s^*(t)}{A_s} \quad (15), (16)$$

(5) RC 橋脚の耐力低下数値シミュレーション

本研究では、鉄筋の腐食に沿った RC 部材の耐荷力低下に大きな影響を与えると指摘している。しかしながら、鉄筋腐食による RC 部材耐荷力に関する既往の研究では、ほとんど実験的な手法しかない、本文は数値的な手法の確立すること目的であり、任意の橋脚の耐力低下を Fig. 9 に示す。

5. RC 橋脚の地震時損傷度期待値

(1) 地震時損傷度期待値の算定手順

鉄筋が腐食した構造物の経年劣化を考慮し、RC

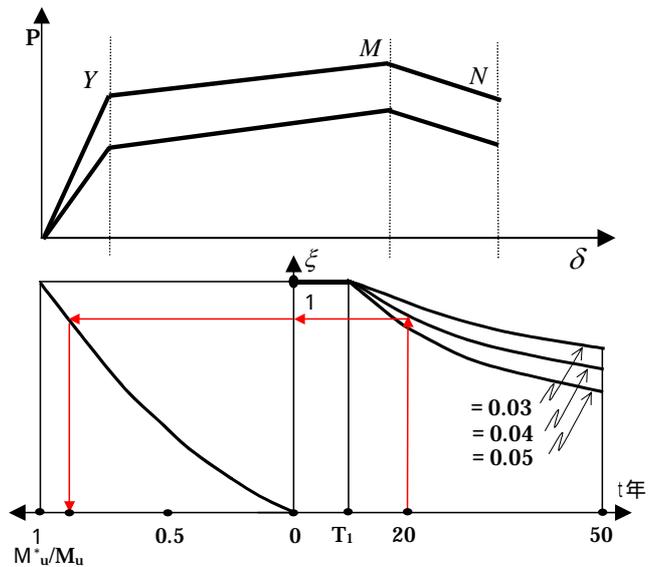


Fig. 8 鉄筋腐食による耐力低下モデル

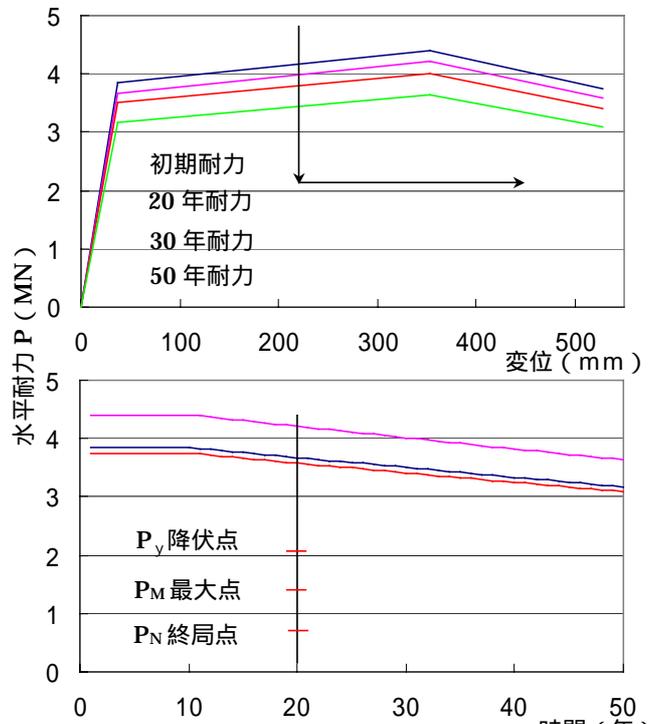


Fig. 9 橋脚 A の時刻系の耐力低下

橋脚の地震時損傷度期待値の算定手順は Fig.10 に示す。

- (2) 数値シミュレーション #1, #2, #3, #4
- #1: 建設サイトによる橋脚の損傷度期待値の影響
- #2: 地震動による橋脚の損傷度指標の影響
- #3: 劣化考慮の有無による橋脚の時系列損傷度期待値の比較
- #4: 腐食環境による橋脚の損傷度指標の影響

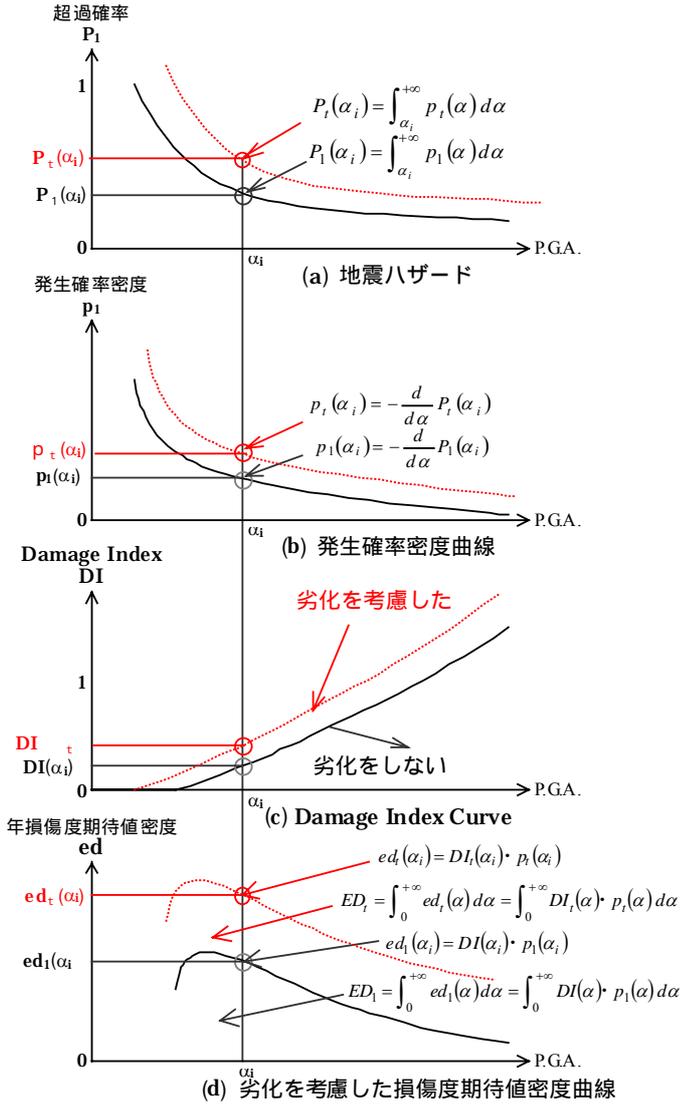


Fig. 10 RC 橋脚の損傷度期待値算定手順

#1, #2, #3, #4 の解析条件パラメーターの設定は, Table 5 ように設定し, 数値シミュレーションを行う. その結果を Fig.11 ~ 14 に示す.

Table 5 解析条件パラメーターの設定

	建設サイト	地震動	橋脚形式	海岸環境	供用年間	劣化有無
#1	札幌市	タイプ	A	海岸からの距離 250m	50	有
	新宿区					
	神戸市					
#2	札幌市	タイプ	B	250m	20	有
		タイプ				
#3	神戸市	タイプ	C	250m	1 ~ 50	有, 無
			D			
#4	名古屋市	タイプ	E	汀線付近	30	有
				250m		
				1000M		

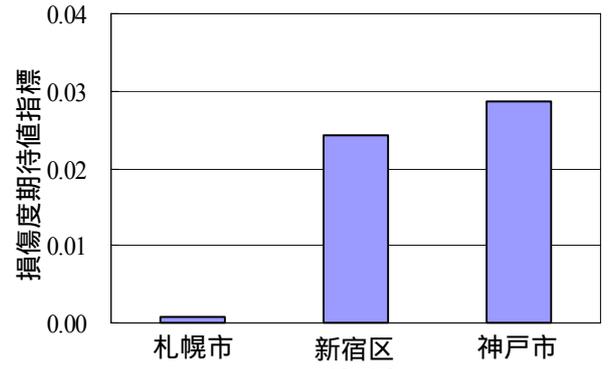


Fig. 11 サイトによる橋脚損傷度期待値指標の影響

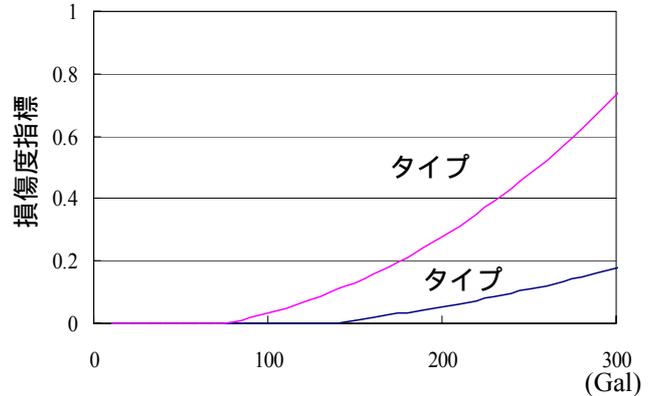


Fig. 12 地震動による橋脚損傷度指標の影響

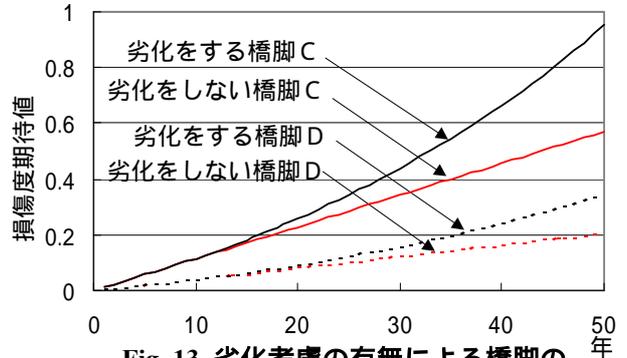


Fig. 13 劣化考慮の有無による橋脚の時系列損傷度期待値の比較

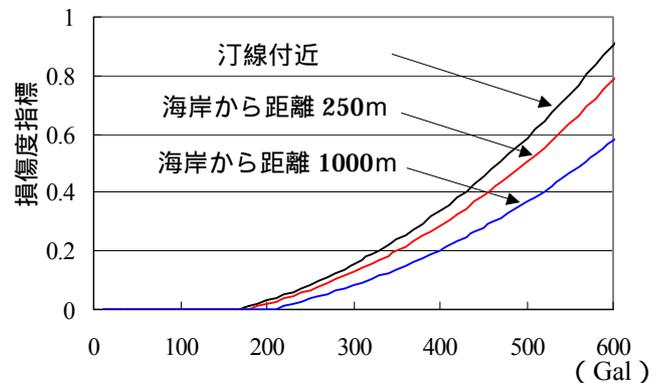


Fig. 14 腐食環境による橋脚損傷度指標の影響

(3) 損傷度期待値指標から耐震性能評価

損傷度期待値指標は構造物の損傷を表すためのよりよい指標になり得ると考えられる。Table 6 損傷度期待値指標と損傷状態の関係により耐震性能評価できる。

Table 6 損傷度期待値指標と損傷状態の関係⁷⁾

DI	損傷状態
DI < 0.08	無損傷・わずかな損傷
	耐荷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, かぶりコンクリートの剥落
0.36 < DI < 0.6	大被害
	コンクリートの圧壊, 鉄筋の座掘, 変形が大きい
DI > 0.6	崩壊
	全体的, 部分的崩壊

6. RC 橋脚の損傷レベル発生確率^{8) 9)}

応答変位 δ_{resp} , 限界状態時の変位 δ_k が確率変数であるとき, 性能関数を $X = \delta_k / \delta_{resp}$ と定義すると, δ_{resp} が δ_k を超過する確率 (限界状態発生確率) F_k は, $X > 1$ が生起する確率であり Eq.(17),(18)により求まる。

$$X = \frac{\delta_k}{\delta_{resp}} \tag{17}$$

$$F_k = Prob(X \leq 1) \tag{18}$$

積分関数を $z = \delta_{resp} \cdot x$ として z を変数変換すると, F_k は Eq.(19)により求まる。これは, 応答変位の平均値 δ_{resp} が与えられた時の条件付限界状態発生確率 $F_k(\delta_{resp})$ を表わす。

$$F_k(\delta_{resp}) = \int_0^{\delta_{resp}} \frac{1}{\sqrt{2\pi}\zeta_X z} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln z - \ln \delta_k}{\zeta_X}\right)^2\right] dz \tag{19}$$

δ_{resp} を変数として 0 ~ δ_k まで変化させると, 応答変位 δ_{resp} に対応した限界状態発生確率を与える Fragility Curve が得られる。限界状態時の変位 δ_k を主鉄筋の降伏時 δ_y , 最大耐力時 δ_m , 降伏荷重維持時 δ_n の変位と設定することで, 各限界状態の条件付発生確率 F_Y, F_M, F_N が求まる。なお, 応答変位 δ_{resp} は加速度 α より算定されるため, 以降, 限界状態発生確率を $F_k(\alpha)$ と記述する。 $F_k(\alpha)$ は, 限界状態 k の超過確率であるため, 限界状態間の範囲, つまり損傷

レベルの発生確率 $Prob.(c_i|\alpha)$ は, Eq.(20) ~ (23)により算出することができる (Fig. 15)。

$$Prob.(c_2|\alpha) = F_Y(\alpha) - F_M(\alpha) \tag{20}$$

$$Prob.(c_3|\alpha) = F_M(\alpha) - F_N(\alpha) \tag{21}$$

$$Prob.(c_4|\alpha) = F_N(\alpha) \tag{22}$$

$$Prob.(c_1|\alpha) = 1 - F_Y(\alpha) \tag{23}$$

任意の加速度 α に対して, 応答変位 δ_{resp} が求まり, そのばらつきを考慮することで限界状態発生確率 $F_k(\alpha)$ を算定し, 損傷レベル発生確率 $Prob.(c_i|\alpha)$ へ変換する。なお, 損傷レベルの発生確率は, 互いに排反事象であるため, その総和は 1 となる (Eq.(24))。

$$\sum_{i=1}^4 Prob.(c_i|\alpha) = 1 \tag{24}$$

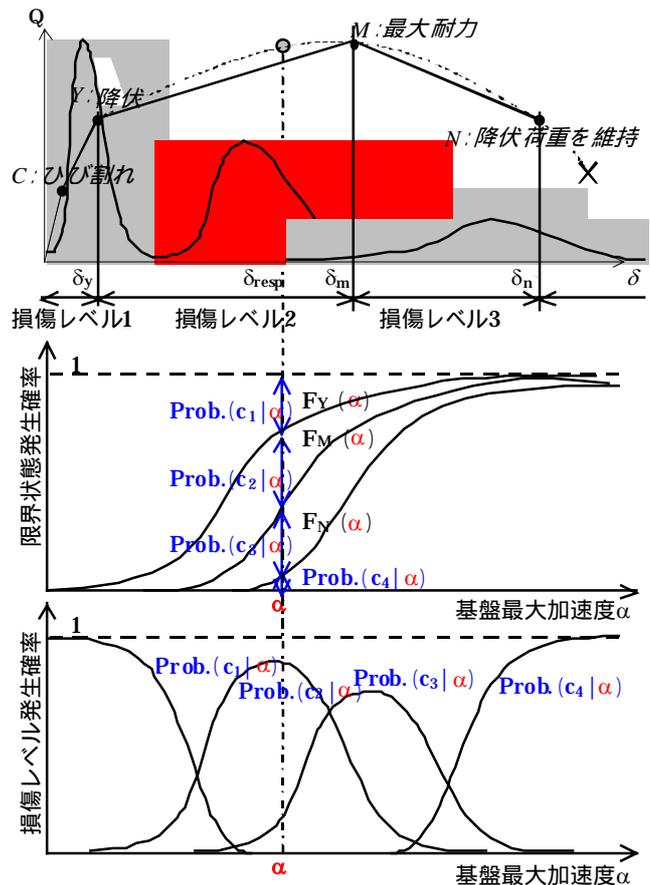


Fig. 15 損傷レベル発生確率の算定

Fig. 16 は橋脚 A において, Fragility Curve の限界状態発生確率から損傷レベル発生確率の解析結果をまとめたものである。

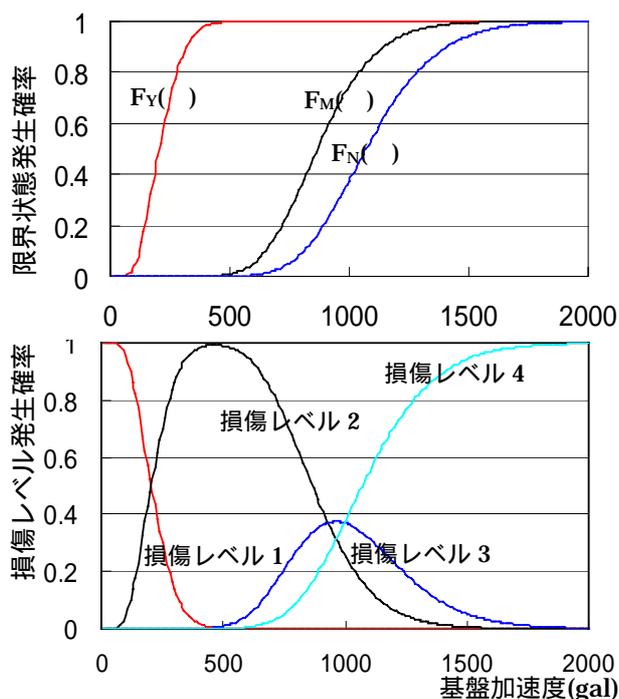


Fig. 16 タイプ 地震動に対する橋脚 A の
Fragility Curve(上段)、損傷レベル発生確率(下段)

7. おわりに

本論は、腐食環境下にある RC 構造物の耐震性能評価の指標について論じたものである。損傷度期待値に関する解析を目的とし、定式化および数値シミュレーションを行い、考察したものである。本論における結論を以下に示す。

1. 建設サイトの地震危険度を表す地震ハザード曲線を算定し、かつ供用期間を導入することにより、構造物の供用期間に対する設計地震動強度を設定することができた。
2. 損傷度期待値指標は、採用した建設地点の地震危険度（地震ハザード曲線）および構造物の耐震性能（損傷度指標）の両者の影響を反映するものと考えられる。
3. 腐食環境下にある RC 構造物の鉄筋腐食を海岸からの距離によって算定し、さらに腐食程度に応じた RC 断面の耐力低下をモデル化し、 $P\sim$ 曲線を設定した。
4. 単柱式橋脚の損傷期待値を算定するため、建設サイト(全国 7 箇所)、地震動タイプ(2タイプ)、橋脚の形式(5つの RC 橋脚)、海岸環境(6 ケース)、供用期間(単年度、20 年、30 年、50 年)を設定し

た。

5. これらの各種パラメータを用いて、損傷度期待値指標を算定し、比較/吟味した。特に、海岸環境の違いによる経年劣化の程度により、損傷度期待値指標は大きい異なった。

6. 地震荷重下にある RC 構造物の応答変位により限界損傷レベル発生確率の指標である Fragility curve を設定した。Fragility curve に対する各々の限界状態の発生確率を算定することができる。

謝辞

本研究を行うにあたり、吉川教授、小玉教授、栗原講師、斉藤技士には終始あたたかいご指導を受け賜りました。ここに深く感謝の意を表します、お礼申し上げます。

また、平成 14 年度修士朴 松哲氏、北本 廣平氏、大井 幸太氏、平成 15 年度 SRM 班中公 雄介氏、磯辺 正太氏及び構造材料工学研究室の平成 13, 14, 15 年度メンバー諸氏に深く感謝致します。

[参考文献]

1. 大井 幸太:鉄筋コンクリート単柱式橋脚をとした地震防災対策案の最適化,平成 14 年度武工業大学大学院修士学位論文
<http://c-pc8.civil.musashi-tech.ac.jp/RC/ciber/act/thesis14/index.htm>
2. 法人 土木学会:第四版土木工学ハンドブック,技報堂出版,pp430,434-436
3. 青戸 拓起:RC 橋脚の非線形応答変位と荷重低減係数 武蔵工業大学 構造材料工学研究室
http://c-pc8.civil.musashi-tech.ac.jp/RC/ciber/tai/tai_a.htm
4. T.PAULAY,M.J.N.PRIESTLEY:SEISMIC DESIGN OF REINFORCED CONCRETE AND MASONRY BUILDINGS,Wiley-interscience,1992
5. 宮川 豊章,小林和夫,藤井学:塩分雰囲気中におけるコンクリート構造物の寿命予測と耐久設計について,コンクリート構造物の寿命予測と耐久性設計に関するシンポジウム論文集,1988 年。

6. Dan M. Frangopol, Kai-Yung Lin and Allen C. Estes: Reliability of Reinforced Concrete Girders Under Corrosion Attack, Journal of Structural Engineering, ASCE Vol.120, No.3, pp. 286-297, 1993.
7. 鈴木基行, 井林康, 藤原稔 尾坂芳夫: RC 橋脚の地震被害と地震動および構造特性との関連性、構造工学論文集、Vol.44A, pp.651-658, 1998.3.
8. 遠藤 昭彦, 吉川 弘道: 鉄筋コンクリート橋脚に対する地震リスク評価手法の適用, 構造工学論文集, pp435-446, 2003.3
9. 北本 廣平: RC 構造物を対象とした, Damage Function および Fragility Curve による耐震性能評価に関する研究, 平成 14 年度武蔵工業大学大学院修士学位論文, <http://c-pc8.civil.musashi-tech.ac.jp/RC/ciber/act/thesis14/index.htm>

[参考資料]

1. 会社 CRC 総合研究所:D-SEIS 使用説明書(解析プログラムバージョン 2.1)
2. Total Information Service Corporation: マニュアル (Total-LCC Ver.1.0)

**Damage Index and Seismic Performance of Reinforced Concrete Structures
under Corrosion Environment**

LIU RUGANG

In this dissertation, combining the earthquake resistance and the durability of reinforced concrete to obtain structural performance, the earthquake expected damage index of structures is calculated for reinforced concrete structures under corrosion environment. I find out the relations between the earthquake resistance and the durability ability. Here in this study, dealing with the earthquake damage of RC bridge piers failed in flexure, the earthquake damage, and its occurrence probability of structures at different damage levels are examined by the fragility curves, which utilizes the earthquake motion as the function index.