

(別紙2)

建設技術研究開発費補助金総合研究報告書

1. 課題番号 第12号
2. 研究課題名 鉄筋コンクリート造建築物の補修後の性能解析技術の開発と最適補修戦略の策定
3. 研究期間 平成19年度～平成21年度
4. 代表者及び研究代表者, 分担研究者

研究代表者	野口貴文	東京大学・准教授
分担研究者	長井宏憲	東京大学・助教
分担研究者	兼松 学	東京理科大学・准教授
分担研究者	鹿毛忠継	建築研究所・上席研究員
分担研究者	成瀬友宏	国土技術政策総合研究所・防火基準研究室室長
分担研究者	濱崎 仁	建築研究所・主任研究員
分担研究者	川西泰一郎	都市再生機構・環境技術研究チーム

5. 補助金交付総額 18,540,000円

6. 研究・技術開発の目的

地球環境への配慮および新設構造物への投資削減を背景として、鉄筋コンクリート構造物の長寿命化時代が到来しつつあり、合理的な補修のあり方を探ることは社会的に緊要であるが、新設構造物の設計とは異なり、既存鉄筋コンクリート構造物の補修設計手法は確立されているとは言いがたい。これまでの補修材料・補修工法の開発研究は、企業ベースに進められてきたため、ほとんど体系化がなされていない状況にあった。補修材料自体の初期性能に関する情報は各企業の実験データより得られるものの、補修後の鉄筋コンクリート部材に関しては、その構造性能や耐火性能がどの程度あり、その性能がいつまで持続するのかに関しては、全く不明な状態であったと言っても過言ではない。

そこで本研究課題では、鉄筋腐食やかぶりコンクリートのひび割れ・剥離・剥落などの劣化を生じた鉄筋コンクリート部材が、表面被覆工法、ひび割れ注入工法、断面修復工法などを用いて補修された後、耐荷力、剛性、耐火性などの性能がどの程度回復・向上するのか、また、その性能をどの程度維持できるのかを予測できる「鉄筋コンクリート部材の補修後性能予測システム」を開発するとともに、劣化環境に応じてどのような材料・工法を用いて補修を行えばライフサイクルコストを最小化できるのかを提示できる「鉄筋コンクリート部材の最適補修戦略策定システム」を開発することを目的とする。

具体的な研究開発の目標は下記の通りである。

- (1) 別プロジェクトで実施される実験結果に基づき、有限要素解析に組み込むための補修材料性能および補修材料とコンクリート・鉄筋間の付着性能に関する構成則を構築する。
- (2) 別プロジェクトで実施される実験結果に基づき、火災時高温下における補修材料の性能および補修材料とコンクリート・鉄筋間の付着性能に関する構成則を構築する。
- (3) 本研究で実施される実験結果に基づき、経年劣化に伴う補修材料の性能低下および補修材料とコンクリート・鉄筋間の付着性能低下を表す構成則を構築する。

- (4) (1)～(3)を統合化し、補修を施した鉄筋コンクリート部材が経年劣化した場合および火災時の高温に曝された場合における耐荷力・剛性を有限要素解析により予測できる「鉄筋コンクリート部材の補修後性能予測システム」を開発する。
- (5) 上記「鉄筋コンクリート部材の補修後性能予測システム」に立脚し、遺伝的アルゴリズムを用いることにより、最適な補修戦略の策定を支援できる「鉄筋コンクリート部材の最適補修戦略策定システム」を開発する。
- (6) 上記「鉄筋コンクリート部材の最適補修戦略策定システム」を利用して、ライフサイクルコスト最小化およびライフサイクルリスク最小化を達成できる補修計画を例示する。

7. 研究・技術開発の内容と成果

当該研究期間に行った研究によって得られた成果の概要を、個別の研究開発項目毎に次ページ以降に示す。

- ① 補修材料の力学性能および補修材料とコンクリート・鉄筋間の付着性能の構成則の構築
- ② 火災時高温下における補修材料の熱特性・燃焼特性およびコンクリート・鉄筋間の付着性能に関する研究
- ③ RC梁部材の補修後力学性能と耐火性の実験的検討
- ④ RC梁部材の補修後力学性能の有限要素解析
- ⑤ RC造建築物の維持保全最適化システムに関する研究

① 補修材料の力学性能および補修材料とコンクリート・鉄筋間の付着性能の構成則の構築

1. 引抜き付着試験による補修モルタルと鉄筋の付着特性評価

1.1 目的

補修部材の構造性能に関し界面付着特性を考慮した解析で評価する際、入力値として躯体コンクリートや補修モルタル、鉄筋の物性に加え、躯体コンクリートと補修モルタル間、躯体コンクリートと鉄筋間、補修モルタルと鉄筋間それぞれの界面特性を求める必要がある。しかし、躯体コンクリートおよび鉄筋の物性ならびに躯体コンクリートと鉄筋間および躯体コンクリートと補修モルタル間の付着性能のデータに比べ補修モルタルの物性、補修モルタルと鉄筋の付着性能に関するデータ・報告は非常に少ない状況である。本研究では、代表的な四種のポリマーを様々な割合で含有した補修モルタルに関し、強度試験、鉄筋引き抜き付着試験を行い、補修された鉄筋コンクリート構造物の構造耐力を有限要素法で定量的に評価する際に必要な補修モルタルの物性、補修モルタルと鉄筋間の付着要素の構成則を、有限要素法を用いてパラメトリックスタディすることによって求める。

1.2 補修モルタルの物性測定

(1) 実験因子および水準

ポリマーの種類、およびポリマー含有率を実験因子として試験を行った。用いたポリマーはVVA（酢酸ビニル・ビニルバ・サテライト）、EVA（エチレン酢酸ビニル）、PAE（ポリアクリル酸エステル）、CPAE（セルロースポリアクリル酸エステル）の四種類である。表1に実験因子および水準を示す。

表1 実験因子及び水準

実験因子	水準
ポリマーの種類	VVA, EVA, PAE, CPAE
ポリマー含有率	0%, 5%, 10%, 20%

(2) 補修モルタルの調合

実験に用いた補修モルタルの調合を表2に示す。セメントは普通ポルトランドセメントを、細骨材は大井川産のものを使用した。試験体はセメントの水和反応が十分進んだ状態のものとするため最初の4週間水中養生し、その後5週間20℃、RH5%の乾燥養生室に静置し、十分に乾燥させた。

表2 補修モルタルの調合

水セメント比 (%)	調合量 (kg)			消泡剤 (g)	ポリマー含有率 (%)	モルタルフロー (cm)				空気量 (%)			
	水	セメント	細骨材			VVA	EVA	PAE	CPAE	VVA	EVA	PAE	CPAE
50	7.5	15	45	0	0	15.0				3.1			
				7.5	5	16.9	16.0	16.1	15.3	6.8	3.4	5.7	3.6
				15.0	10	17.9	16.8	16.9	16.6	6.0	3.7	3.4	3.6
				30.0	20	18.0	17.2	17.3	18.3	7.3	4.6	4.0	3.5

(3) 圧縮および割裂引張試験方法と測定項目

圧縮試験はJIS A1108に準拠して行った。φ10×20cmの円柱試験体をそれぞれ3体ずつ試験し、変位及び二軸のひずみ、荷重を測定し補修モルタルの圧縮強度および弾性係数、ポアソン比を求めた。割裂引張試験はJIS A 1113に準拠して行った。φ10×20cmの円柱試験体をそれぞれ3体ずつ試験し、引張強度を測定した。

(4) 実験結果および考察

測定した補修モルタルの物性値を表3に示す。弾性係数はJIS A 1149に準拠して求めた。ポアソン比は最大圧縮強度の1/3時の値とした。コンクリートのポアソン比が1.6~7程度である事を考えると、補修モルタルのポアソン比も同程度又は粗骨材が入っていないため多少大きくなると考えられるが、得られた値を見るとその予測とは大きく外れていなかった。ポリマー含有率と補修モルタルの物性の関係を図1に示す。弾性係数はポリマーの種類に関わらずポリマー含有率の増加にともなって低下する傾向が見られた。圧縮強度に関しては10%までは圧縮強度の増加、20%までは強度低下の傾向となった。引張強度はポリマー含有率の増加に伴い含有率0%時の強度に比べ上昇したが、含有率が10%から20%の間でいずれのポリマーに関しても増加率の停滞もしくは強度減少の傾向となった。以上の結果からポリマー含有率、種類によって圧縮強度、引張強度の変化傾向は異なり、適切な含有率を決定することでポリマー含有率0%のものよりも高い強度性能を持った補修モルタルとすることが可能なことが確認された。

表3 PCMの物性

	P/C (%)	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	ポアソン比
	0	44.3	3.87	22.9	0.267
VVA	5	40.9	3.62	19.1	0.150
	10	41.2	4.41	17.7	0.144
	20	38.0	4.25	14.0	0.176
EVA	5	45.9	4.40	20.3	0.162
	10	46.9	4.38	17.8	0.193
	20	41.6	4.21	13.7	0.193
PAE	5	47.0	4.39	20.6	0.132
	10	49.1	4.61	19.0	0.183
	20	44.8	4.81	15.4	0.210
CPAE	5	44.0	4.38	20.2	0.274
	10	49.3	4.79	18.5	0.186
	20	47.1	4.81	15.7	0.259

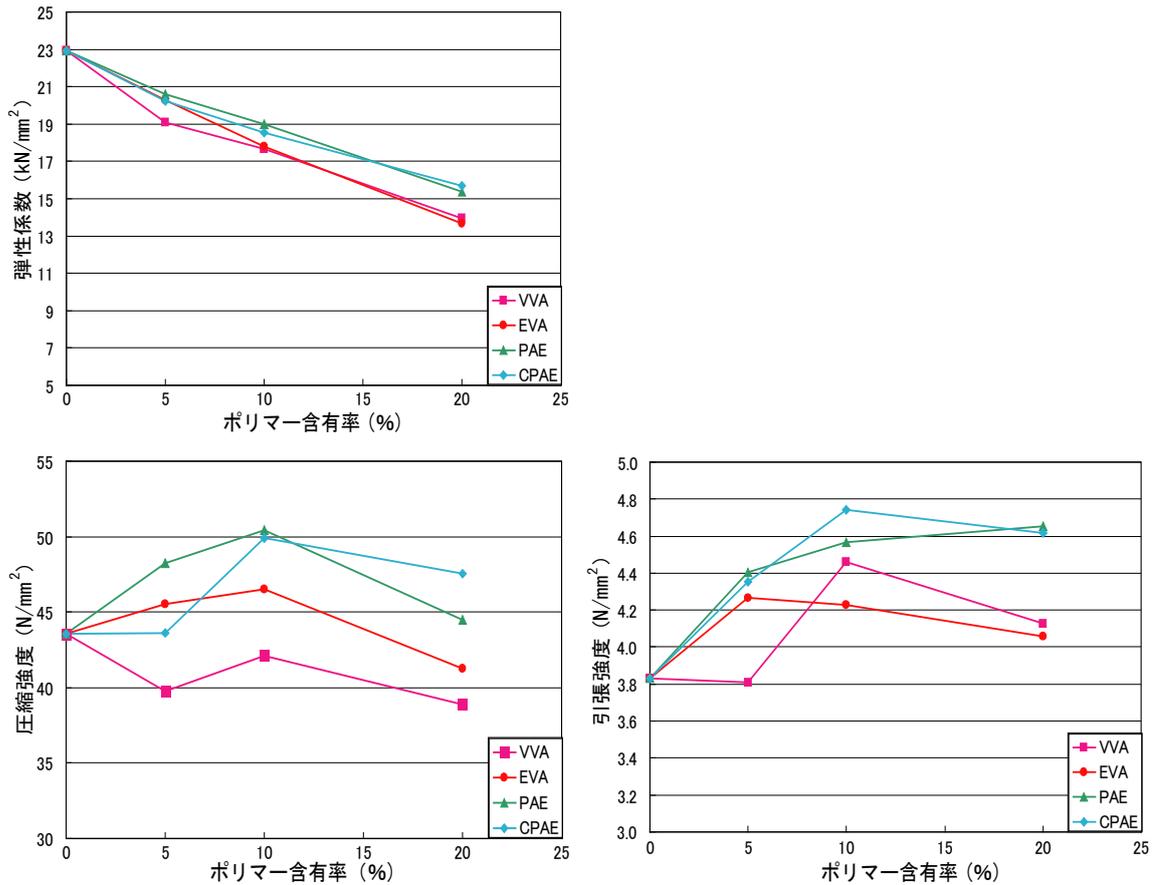


図1 ポリマー含有率とPCMの物性

1.2 引抜き付着試験によるPCMと鉄筋間の付着特性

(1) 実験概要

図2に示す引抜き付着試験を行った。試験体は一辺が150mmの立方体である。直径19mm(D)の異形鉄筋を用い、鉄筋の付着長さは120mmとした。鉄筋は横ふしのSD345AのD19を用い、補強筋にはΦ5の鉄筋を用いた。その物性を表4に示す。鉄筋を引張りながらロードセルによって加重を、変位計によって自由端のすべりを測定しPCMと鉄筋間の付着応力を求め、付着応力-すべり曲線を得た。

表4 鉄筋の力学特性

鉄筋種類	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)
D19	368	544	193

(2) 試験体の破壊状況と付着応力-すべり曲線

試験体の破壊状況はポリマーの種類や含有率による破壊状況の違いは特に見られず、割裂ひびわれが発生した後も応力を保持し続けるすべり破壊であった。その挙動を付着応力-すべり曲線から詳細に見ると、いずれの水準でも最大付着応力に達するより以前の初期

段階（最大付着応力の1/2～2/3程度）において割裂ひび割れが生じ一度応力が低下し、その後すべりの増加率が上昇し再び応力が増加するという変化が見られた。最大付着加重に達した後、付着応力は徐々に低下したが、その低下傾向は水準毎に若干の違いがあった。付着強度を表5に示す。

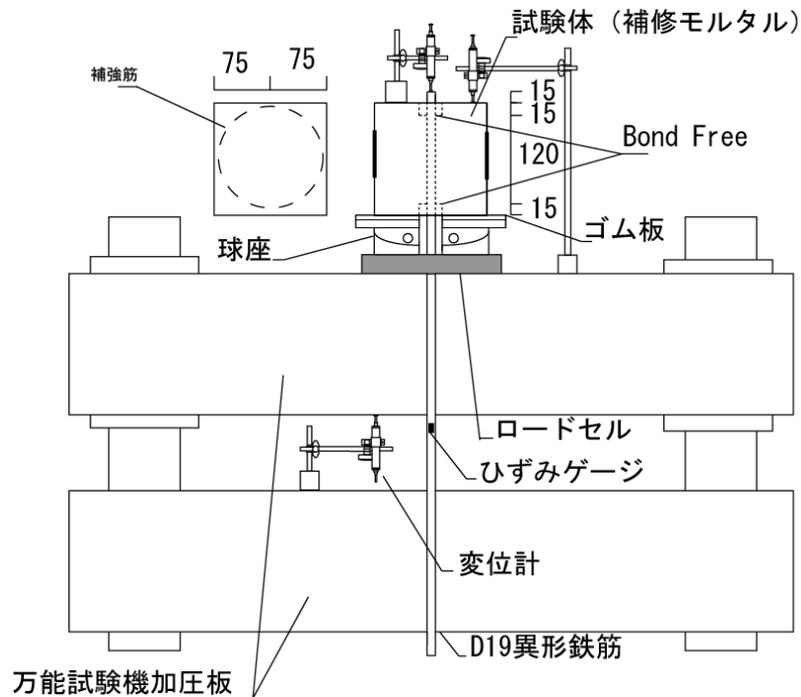


図2 試験体の形状および引き抜き試験装置

表5 付着強度(引抜き付着試験結果)

P/C(%)	付着強度 (N/mm ²)			
	VVA	EVA	PAE	CPAE
0	15.54			
5	12.73	11.33	12.68	12.39
10	13.20	11.84	14.00	12.08
20	14.73	11.93	12.09	11.45

(3) 考察

PCMの付着強度はP/C=0%時の付着強度よりも低くなったが、ポリマー種類およびP/Cによる差は小さい。これは補強筋による拘束が付着性能に与える影響が大きいため、P/Cの増加による影響が相対的に小さく評価されるためであると考えられる。また、補強筋がある場合、破壊には二段階あり、まず割裂ひび割れ発生までの段階ではポリマーの化学的な付着力および引張強度の影響が強く、ひび割れ発生後は异形鉄筋の節とPCMが補強筋の拘束により機械的噛みあいによって応力を負担していると考えられ、圧縮強度の影響が大きいと考えられる。この二段階では付着応力-すべり曲線の傾きも大きく異なる。よって補強筋の拘束が存在する場合において、PCMと鉄筋の付着は初期の割裂ひび割れ発生までの段

階，最大加重を記録する機械的噛みあいの段階，応力低下段階の3段階に分けて考える必要があると考えられる。

2. 躯体コンクリートとPCMの付着試験

2.1 引張試験によるPCMと躯体モルタル間の付着特性

(1) 使用材料の物性

PCMとコンクリート間の付着特性を明らかにするため、コンクリートを想定したモルタル下地（以下、躯体モルタル）とPCM間の引張り付着試験を行った。躯体モルタルの調合はセメント：水：砂＝1：0.5：3（質量比）とした。

(2) 試験体形状および試験装置

試験体は100mm×100mm×20mmの躯体モルタルの中央に40mm×40mm×10mmのPCMを打設したものである。躯体モルタルの表面は紙やすりで平滑にし，打設時には水湿り状態とし，打設後は20℃，RH 60%の恒温恒湿室で9週間封緘養生とした。試験時には，PCM表面の加重面を紙やすりであらかじめ平滑にした。試験体形状および試験装置を図3に示す。

(3) 結果および考察

試験体の破壊状況はポリマーの種類や含有率によって違いが見られ，界面の破壊，躯体モルタルの破壊，PCMの破壊の3種類であった。得られた引張付着強度および破壊状況を表6に示す。P/Cが高いものは躯体モルタル側の破壊が生じた。これはPCMの引張強度および引張付着強度がP/Cの増加によって上昇し，躯体モルタルの引張強度よりも高くなったためであり，ポリマーの含有により引張付着性能を補修前の性能まで回復させることが可能であることが確認された。よって，ポリマーを含有したPCMはひび割れ等の劣化後の補修としては補修材側で破壊を生じさせないことが可能という点で十分な性能を有していると言え，補修設計時にはP/Cを引張強度および，引張付着強度がコンクリートの引張強度を上回るように調合することが好ましいと考えられる。

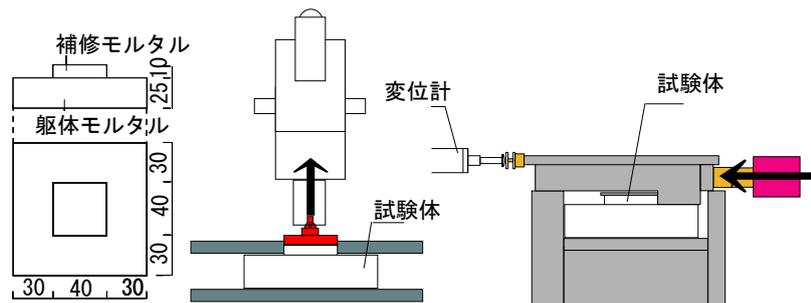


図3 試験体形状および試験装置

2.2 せん断試験によるPCMと躯体モルタル間の付着特性

(1) 試験体の破壊状況とせん断加重-すべり曲線

せん断付着試験で得たPCMと躯体モルタル間のせん断加重-すべり曲線を図6に示す。試験体の破壊状況は多くが界面破壊であったが，P/Cが10%以上のものは躯体モルタルの一部が破壊した。いずれの水準においても，加重が小さい段階では加圧部自体のすべりや接触

誤差，試験体自体のすべりも測定されるため直線とはなっていないが，最大付着加重の1/3～1/2付近からは直接PCM部分に加重がかかり曲線はほぼ直線となった。せん断付着強度およびせん断応力-ひずみ曲線から算出したせん断剛性を表6に示す。せん断応力はせん断加重を付着面積1600mm²で除し，ひずみはすべりを付着長さ40mmで除して求めた。また，せん断剛性はせん断応力-ひずみ曲線のせん断付着強度と1/2強度との間から算出した。せん断付着強度に多少のばらつきはあるものの，曲線は類似していた。最大せん断加重後の挙動は，付着界面に脆性的な破壊が生じた。急激に加重が落ちた。その低下傾向のばらつきは大きい，このばらつきは破壊後の急速な変形に測定機器が追従できなかったことによると考えられる。

表6 引張付着試験結果およびせん断付着試験結果

P/C (%)	引張付着強度 (N/mm ²)				せん断付着強度, せん断剛性 (N/mm ²)			
	界: 界面破壊, 軀: 軀体モルタル破壊				VVA	EVA	PAE	CPAE
0	0.085 : 界				0.784, 120			
5	0.558 : 界	1.20 : 界	0.573 : 界	0.648 : 界	1.41, 278	2.69, 307	1.71, 241	2.47, 315
10	0.542 : 界	1.79 : 軀	1.31 : 界	1.52 : 軀	2.09, 250	5.01, 408	4.59, 389	5.39, 433
20	1.02 : 界	1.63 : 軀	1.79 : 軀	1.48 : 軀	3.93, 336	6.10, 406	5.11, 394	5.40, 430

(2) 実験結果および考察

PCMはP/C=0%時に比べ軀体モルタルに対する高い付着性能を示し，P/Cの増加とともにせん断付着強度の増加，せん断剛性の増加の傾向を示した。せん断剛性の増加は軀体モルタルとの付着の一体性が高まっていることを示すと考えられる。図4にP/Cとせん断付着強度の関係およびせん断剛性とせん断付着強度の関係を示す。図4からせん断付着強度とせん断剛性の間にはコンクリートの弾性係数と圧縮強度間との関係に類似した，ポリマーの種類や含有率によらない相関が見られた。

コンクリートとPCM間の応力は互いの弾性係数が異なるほど大きくなると考えられるため，補修設計時にはP/Cの増加による弾性係数の低下に考慮すべきであるが，その一方でコンクリートとPCM間の一体性は高まるといえ，両者のバランスを考える必要があると考えられる。

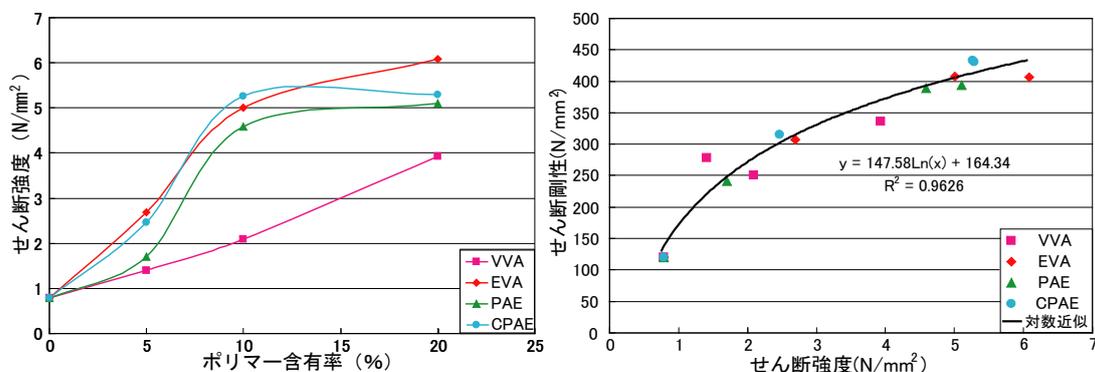


図4 せん断付着試験結果

3. 引抜き試験およびせん断試験の有限要素解析

(1) 解析概要および解析モデル

本解析では、PCMと鉄筋間およびPCMと躯体モルタル間の付着要素の材料定数を逆解析により求めた。また、逆解析により再現する実験結果として応力分布を考慮していない付着面全域の平均や補正を含む付着応力-自由端すべり曲線ではなく、直接の測定項目である加重-自由端すべり曲線を選んだ。

解析方法は二次元平面応力弾塑性解析とし、加重増分法を用いた。本解析では付着要素として板ボンド要素を用いた。板ボンド要素は軸方向に弾性係数、軸方向に鉛直なせん断方向に付着剛性、という二方向の剛性を持つが、本解析では加重方向がせん断方向のみのため弾性係数による影響はほとんど無いことを解析により確認し、その値はPCMと同じとした。板ボンド要素の構成則および解析モデルを図5に示す。板ボンド要素の構成則は主に最大付着強度と付着剛性から成る。図5に示すせん断ひずみは自由端すべりを付着層の厚さで除したものと定義される。

逆解析は板ボンド要素以外の物性を測定値に固定し、ポリマー種類およびその含有率に応じて板ボンド要素の付着強度と付着剛性を変化させ、内部の応力分布およびクラック進展等を同時に確認しながら行った。

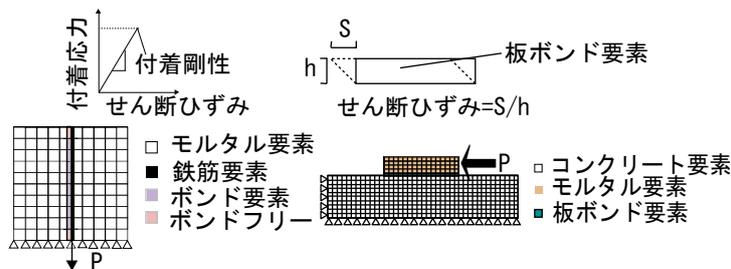


図5 付着構成則および解析モデル

(2) 実験結果と解析結果の比較および考察

それぞれの試験の逆解析に用いた付着要素の入力物性を表7に示す。また、逆解析の結果の一例としてせん断付着試験に関する解析結果と実験によって得られたせん断加重-自由端すべり曲線を比較したものを図6に示す。試験機の性質上存在する加圧板と補修モルタルとの十分な接触が得られるまでの部分においては、すべりが大きく評価されている。そのため、初期段階では曲線が直線状にならず解析とのずれが生じているが、最大せん断加重に達するまでの曲線は実験値とよく一致しており、本解析で入力した付着要素の物性値で破壊が生じるまでのPCMと躯体モルタルの付着特性を表現できていると考えられる。

表7 付着強度および付着剛性(解析値)

P/C (%)	付着強度, 付着剛性 (N/mm ²)							
	引抜き試験				せん断試験			
	VVA	EVA	PAE	CPAE	VVA	EVA	PAE	CPAE
0	12.5, 50				0.784, 1.50			
5	11.3, 53	10.5, 43	11.9, 48	10.4, 40	1.41, 3.48	2.70, 3.84	1.71, 3.01	2.43, 3.94
10	10.6, 40	12.5, 60	13.6, 62	12.5, 44	2.10, 3.13	5.21, 5.10	4.61, 4.86	5.39, 5.41
20	11.6, 50	11.4, 33	12.0, 27	11.6, 30	3.99, 4.20	6.21, 5.08	5.27, 4.92	5.40, 5.37

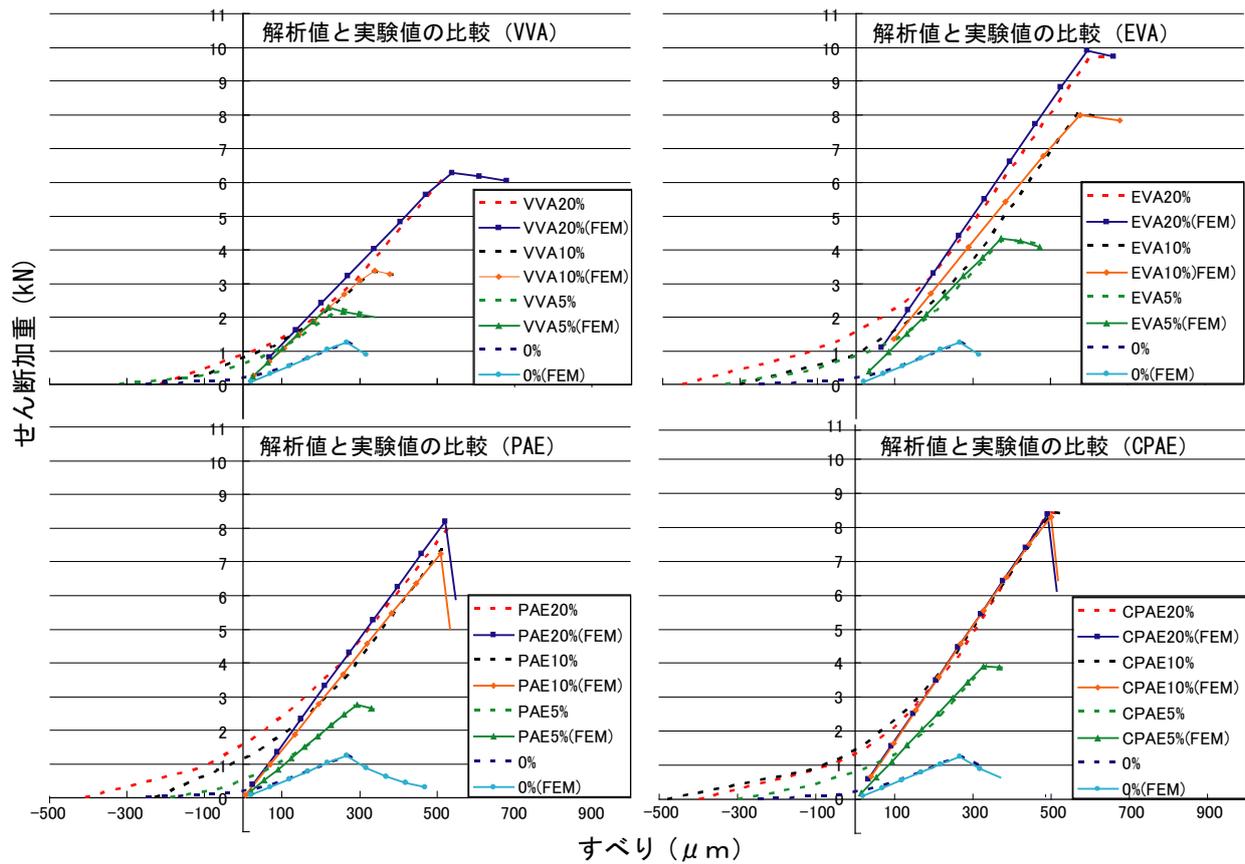


図6 解析値と実験値の比較(せん断付着試験)

② 火災時高温下における補修材料の熱特性・燃焼特性およびコンクリート・鉄筋間の付着性能に関する研究

1. ポリマーセメントモルタルの燃焼特性に関する実験

1.1 目的

ポリマーセメントモルタルセメントは、構成要素として有機物を含むため、高温で使用や火災に対する問題点がある[1]。そこで、高温加熱の環境下において、セメント混和用ポリマーにどのような変化が起きるのかを調べる必要がある。その結果火災時にポリマーセメントモルタル中樹脂の挙動を明確することができる。ポリマーセメントモルタルの燃焼性状に関するデータは非常に少なく、大濱らによる研究[2-3]などが公表されている程度である。また、近年、材料の燃焼に関する試験方法も変わった。

火災加熱を受けるポリマーセメントモルタルの性能低下メカニズムを明らかにするための基礎資料を得ること目的とし、セメント混和用ポリマーの示差熱重量分析を行う。また、ポリマーセメントモルタルの燃焼性状を把握するため、ポリマーセメントモルタルの発熱性試験および不燃性試験を行う。ポリマーセメントモルタルの燃焼特性に関する実験の結果から、より熱に強い、より燃焼し難い補修材料を選定する。

1.2 セメント混和用ポリマーの示差熱重量分析

1.2.1 使用材料

セメント混和用再乳化形粉末樹脂はJIS A 6203(セメント混和用ポリマーディスパージョン及び再乳化形粉末樹脂)に規定されるエチレン・酢酸ビニル(略称:EVA)、ポリアクリル酸エステル(略称:PAE)および酢酸ビニル・ビニルバ・サテライト(略称:VVA)を使用した。なお、同じ種類の樹脂の中でも、異なる特徴を持った2製品を用いた。表1には、各種セメント混和用再乳化形粉末樹脂の特性を示す。

表1 セメント混和用再乳化形粉末樹脂の特性

ポリマー種類	揮発分 (%)	酸価 (mgKOH/mg)	見掛け密度 (g/ml)	粒子径 (%) ^a	ガラス転移温度 (°C)
EVA-1	0.5	< 2.0	0.52	< 2.0	10
EVA-2	< 2.0	< 2.0	0.40 ± 0.10	< 2.0	10
PAE-1	0.6	< 2.0	0.49	< 2.0	8
PAE-2	< 2.0	< 2.0	0.50 ± 0.10	< 2.0	8
VVA-1	0.9	< 2.0	0.39	< 2.0	14
VVA-2	< 2.0	< 2.0	0.53 ± 0.10	< 2.0	14

^a 300 μmふるい上残分

1.2.2 加熱方法

試料への加熱は、図1に示す加熱曲線のように、昇温速度を2°C/min一定とし、600°Cに到達してから、実験装置の中で自然に冷却させる。また、各試料は酸素20%の条件下で加熱する。

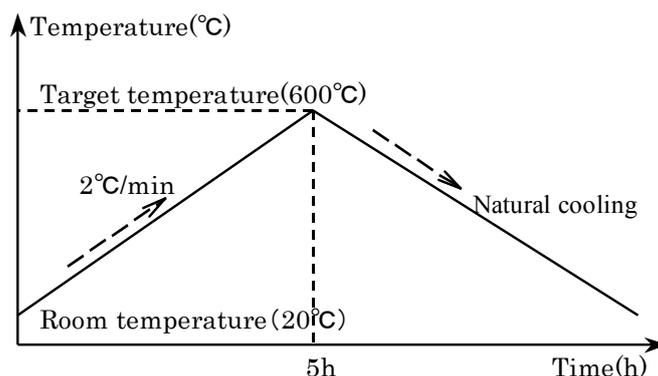


図1 加熱曲線

1.2.3 示差熱重量同時測定方法

示差熱重量同時測定装置 (TG/DTA: Thermo Gravimetry Differential Thermal Analyzer) は、試料の重量変化を測定する熱重量測定 (TG: Thermo Gravimetry) と、試料の温度変化を測定する示差熱分析 (DTA: Differential Thermal Analyzer) の同時測定装置で、試料の酸化、熱分解、脱水などにおける重量変化や、耐熱性の評価、反応速度解析などに利用できます。雰囲気温度の上昇による試料の重量変化を、時間か温度に対して記録したものをTG曲線とする。試料ホルダーに設けられた熱電対の起電力により、リファレンスと試料との温度差を検出し、DTA曲線とする。

各試料は約10mgを用いて、示差熱重量同時測定装置を使用し、加熱中各試料の重量、温度差の経時変化を計測した。ここでの温度差とは、試料と基準物質 (α -アルミナ、測定温度範囲内で変化の内物質) を同一の熱的条件下で加熱し、熱電対で測定する両者の間に生じる温度の違いである。

また、加熱前の試料及び加熱後室温までに冷却した後のものの微細構造を、走査型電子顕微鏡 (SEM) を用いて観察を行った。

1.2.4 実験結果および考察

図2にEVA-1のTG-DTA曲線を示す。TG曲線は試料の重量残存率を示し、加熱温度200°Cまでは試料の重量はほぼ同じで、200°C以上になると、温度の増加と共に急激な減少を示している。また、450°C付近までに90%の重量減少が見られる。このことから試料の90%がポリマー成分であると分かる。また残りの10%は粘着防止剤などの添加剤であると考えられる。DTA曲線は試料の吸発熱量の変化を示し、2本の大きな発熱ピークが認められる。300°Cを頂点とする第1ピークは、ポリマーの熱分解により生成する低分子ものが燃焼され、温度が急激に上昇するものである。430°Cを頂点とする第2ピークは、炭素を主成分とする物質、また炭素の燃焼と炭化によるものと考えられる。図3にEVA-2のTG-DTA曲線を示す。TG曲線では、EVA-1とほぼ同じ減少傾向を示し、450°C付近で95%の重量減少が見られる。DTA曲線では、2本の大きな発熱ピークも示している。

図4にPAE-1のTG-DTA曲線を示す。EVA系試料と違い、100°C付近から試料の重量は徐々に減少し、300°C付近から急激な減少を示し、400°Cから再び緩やかな変化が見られ、600°Cまでに96%の重量減少が見られる。DTA曲線を見ると、3本の発熱ピークが顕著に認められる。第1ピークは280°Cのところであり、EVA系より燃焼しやすいと分かる。図5にPAE-2のTG-DTA

曲線を示す。PAE-1の曲線と比べTG曲線には顕著な変化が見られない。DTA曲線では、非常に鋭い発熱ピークが300-330℃に認められる。これはこの温度で、燃焼および炭化反応が激しいためであると考えられる。

図6にVVA-1のTG-DTA曲線を示す。試料の重量減少は150℃付近から顕著に見られる。600℃までには95%の重量減少が見られる。発熱ピークはEVA系試料と同じくらの領域で認められる。図7にVVA-2のTG-DTA曲線を示す。加熱温度230℃から試料の重量減少が始まり、600℃までに87%の重量減少が見られる。これはこの試料に添加されたものが他試料より多いことが分かる。また、DTA曲線から、300℃付近での発熱ピークが他試料より複雑であることが分かる。

一例として、PAE-1試料の加熱前後のSEM写真を図8に示す。左側は加熱前の写真である。球体状のものはポリマーであり、その上に付着しているものは粘着防止剤などの添加剤である。右側は600℃で加熱した後の残渣の写真である。ポリマーが加熱によりなくなり、さらに炭化残渣は不規則に荒れた表面構造を形成することが分かる。

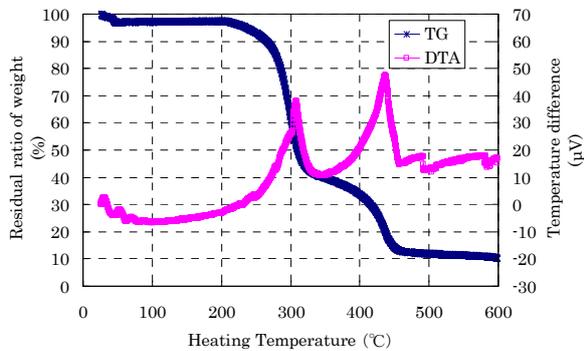


図2 EVA-1のTG-DTA曲線

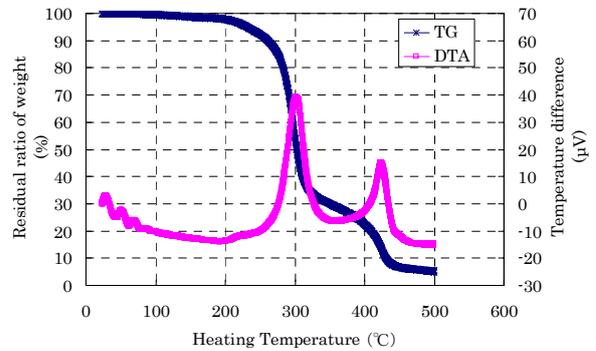


図3 EVA-2のTG-DTA曲線

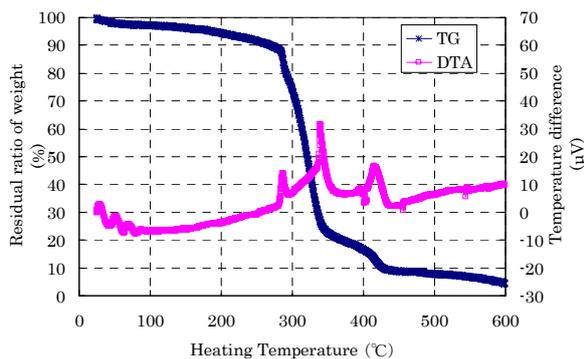


図4 PAE-1のTG-DTA曲線

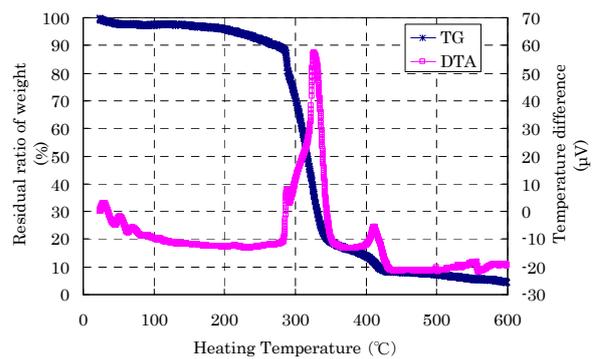


図5 PAE-2のTG-DTA曲線

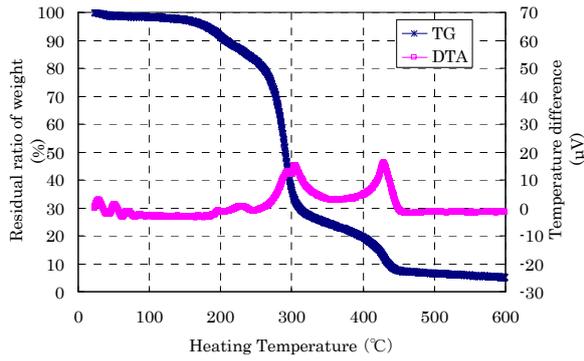


図6 VVA-1のTG-DTA曲線

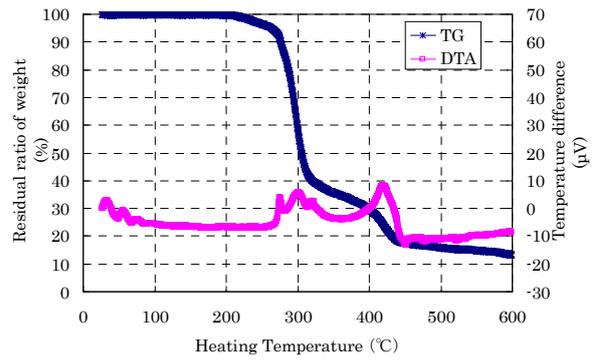
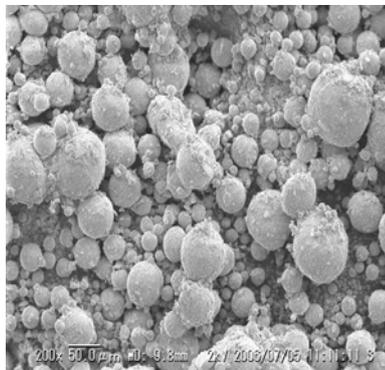
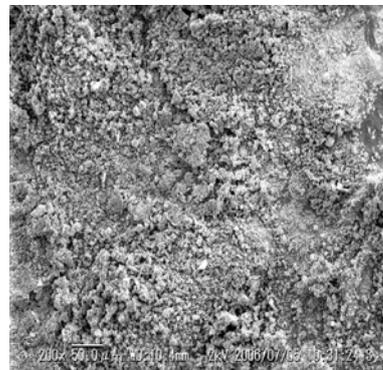


図7 VVA-2のTG-DTA曲線



Before heating



After 600°C heating

図8 加熱前後PAE-1試料のSEM写真

1.3 ポリマーセメントモルタルの発熱性試験

1.3.1 使用材料

セメントには、普通ポルトランドセメントを使用した。細骨材には、大井川産川砂（粗粒率：2.97，表乾比重：2.63g/cm³，吸水率：1.81%）を使用した。セメント混和用ポリマーには、JIS A 6203（セメント混和用ポリマーディスパージョン及び再乳化形粉末樹脂）に規定するエチレン・酢酸ビニル（EVA），酢酸ビニル・ビニルバ・サテライト（VVA），ポリアクリル酸エステル（PAE）およびスチレン・ブタジエン・ラテックス（SBR）を使用した。なお、再乳化形粉末樹脂には、粉末樹脂に対して消泡剤が1%添加されている。ポリマーディスパージョンには、その全固形分に対して消泡剤が1%添加されている。表2には、セメント混和用ポリマーの性質を示す。

表2 セメント混和用ポリマーの性質

再乳化成粉末樹脂	揮発分 (%)	粒子径 (%) ^a	酸価 (mgKOH/mg)	見掛け密度 (g/ml)
EVA	2.0以下	2以下	2.0以下	0.50±0.10
VVA	2.0以下	2以下	2.0以下	0.53±0.10
PAE	2.0以下	2以下	2.0以下	0.50±0.10

^a 300 μmふるい上残分

ポリマー ディスパージョン	固形分 (質量%)	pH (20℃)	粘度 (mPa・s)	密度 (g/ml)
SBR	44.6	8.0~9.0	500~1500	1.0

1.3.2 試験体の作製

JIS A 1171 (実験室におけるポリマーセメントモルタルの作り方) を参考に、表3に示す調合で、ポリマーセメントモルタルを練混ぜ、寸法100×100×400(mm)に成形した後、4週間水中(20℃)養生して寸法100×100×10(mm)の試験体に切断し、9週間乾燥(20℃, 60%RH)養生を行った。また、試験の前に、各試験体を60℃の乾燥炉内で2日間乾燥し、さらに室温までデシケーターの中で冷却した。各試験体の含水率は0.5~2.0%の範囲にあった。なお、試験体個数は各水準2体とした。

1.3.3 発熱性試験方法

ISO 5660-1の規定に従い、図9発熱性試験装置に示すように円錐型の電気ヒータで輻射加熱しながら電気スパークを着火として、その発熱量および発熱速度を酸素消費法により計測した。不燃材料の要件は、加熱開始後20分間の総発熱量が8MJ/m²を超えないこと、防火上有害な裏面まで貫通する亀裂および穴が生じない場合および最高発熱速度が10秒以上継続して200kW/m²を超えないことである。

表3 ポリマーセメントモルタルの調合

ポリマー種類	単位ポリマー量 (kg/m ³)	セメント砂比 (By weight)	水セメント比 (%)	フロー (mm)
NON ^b	0	1 : 3	45	113
		1 : 3	50	150
		1 : 3	60	195
EVA	10	1 : 3	45	118
		1 : 3	50	166
		1 : 3	60	215
	20	1 : 3	45	128
		1 : 3	50	180
		1 : 3	60	213
	30	1 : 3	45	140
		1 : 3	50	183
		1 : 3	60	225
	40	1 : 3	45	138
		1 : 3	50	190
		1 : 3	60	215
	50	1 : 3	45	153
		1 : 3	50	160
		1 : 3	60	193
100	1 : 3	45	148	
	1 : 3	50	168	
	1 : 3	60	198	
VVA	10	1 : 3	50	185
	20	1 : 3	45	145
		1 : 3	50	185
		1 : 3	60	213
	30	1 : 3	50	190
	40	1 : 3	50	185
	50	1 : 3	50	195
100	1 : 3	50	180	
PAE	10	1 : 3	50	190
	20	1 : 3	50	177
	30	1 : 3	50	191
	40	1 : 3	50	193
	50	1 : 3	50	190
SBR	100	1 : 3	50	208
	10	1 : 3	50	183
		1 : 3	45	155
		1 : 3	50	180
	20	1 : 3	60	228
		1 : 3	50	195
	30	1 : 3	50	197
40	1 : 3	50	197	
50	1 : 3	50	223	
100	1 : 3	50	-	

^b No polymer added

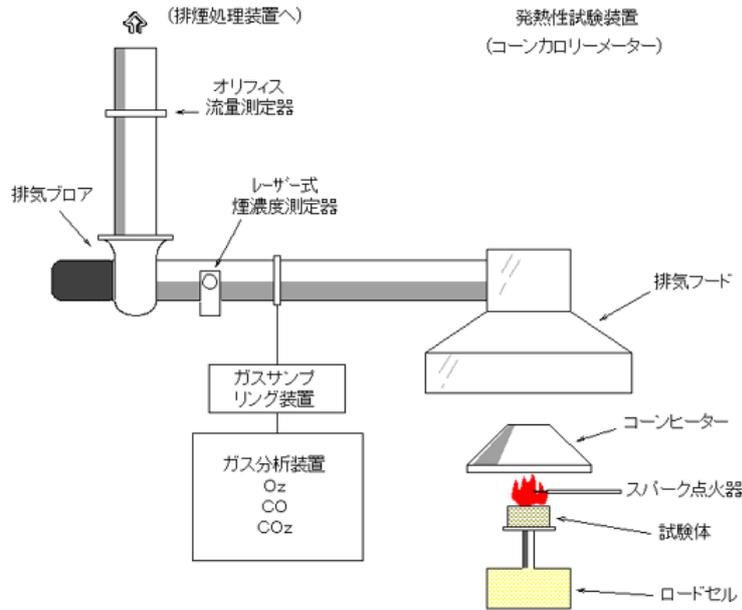


図9 発熱性試験装置

1.3.4 実験結果および考察

目視により観察した試験体の状況は、次の通りである。SBRモルタルおよび単位ポリマー量 $40\text{kg}/\text{m}^3$ のEVAモルタルは加熱とともに発煙した。単位ポリマー量 $30\text{kg}/\text{m}^3$ 以上のSBRモルタルおよび単位ポリマー量 $100\text{kg}/\text{m}^3$ のEVAモルタルは着火した。試験体の発煙・着火の様子を図10に示す。水セメント比50%、単位ポリマー量 $100\text{kg}/\text{m}^3$ のVVAモルタルおよびPAEモルタルは爆裂を生じた。試験体の爆裂前後の様子を図11に示す。これらのことから、ポリマーセメントモルタルが加熱される場合、ポリマーの種類、単位ポリマー量および水セメント比によって、その発煙・着火状況、爆裂性の有無が異なることが分かる。また、ポリマーの有無に関わらず、爆裂したもの以外の試験体には裏面まで貫通する亀裂および穴などは確認されなかった。

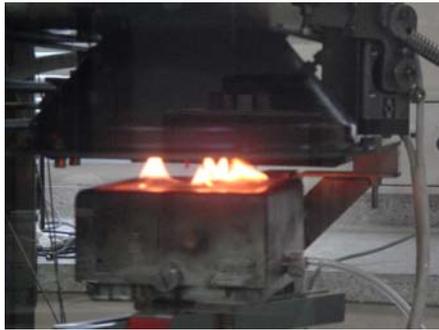
ポリマーセメントモルタルの加熱開始後20分間の総発熱量を図12に示す。EVAモルタルおよびVVAモルタルは単位ポリマー量の増加とともに総発熱量が直線的に増加し、水セメント比の違いによる大きな差は見られない。PAEモルタルは単位ポリマー量が $30\text{kg}/\text{m}^3$ を超えると総発熱量は直線で著しく増加し、 $50\text{kg}/\text{m}^3$ で $8\text{MJ}/\text{m}^2$ を超え、 $100\text{kg}/\text{m}^3$ では $50\text{kg}/\text{m}^3$ の3倍程度の総発熱量となった。SBRモルタルは単位ポリマー量が $30\text{kg}/\text{m}^3$ を超えると総発熱量はPAEモルタルより大きく増加し、 $40\text{kg}/\text{m}^3$ で $8\text{MJ}/\text{m}^2$ を超え、 $100\text{kg}/\text{m}^3$ では $40\text{kg}/\text{m}^3$ の2倍程度の総発熱量となった。



加熱様子



発煙・着火



火炎の拡大



全面燃焼

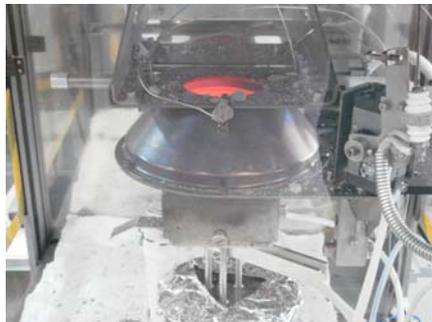
図10 発煙・着火



爆裂前



爆裂後



上に飛び出す



飛散した様子

図11 爆裂

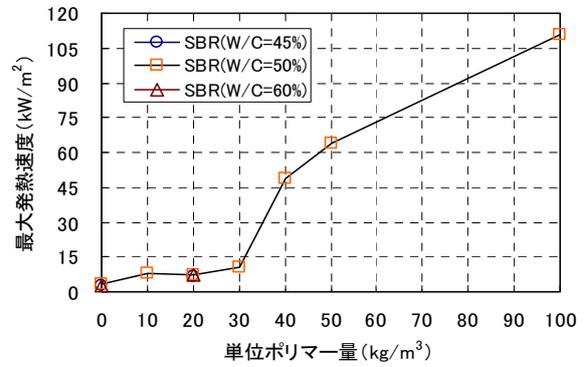
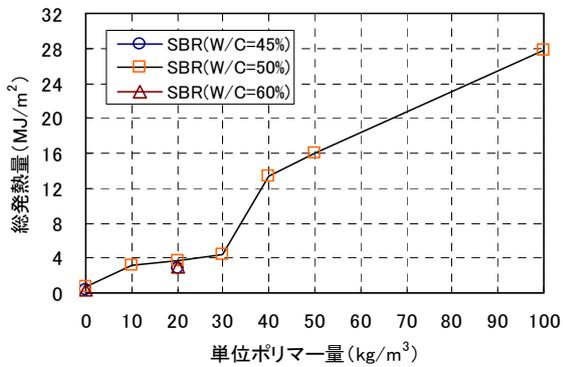
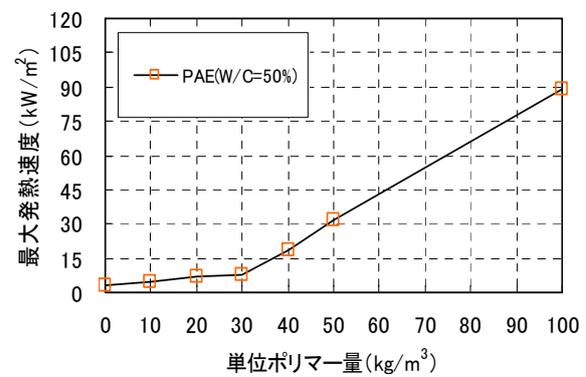
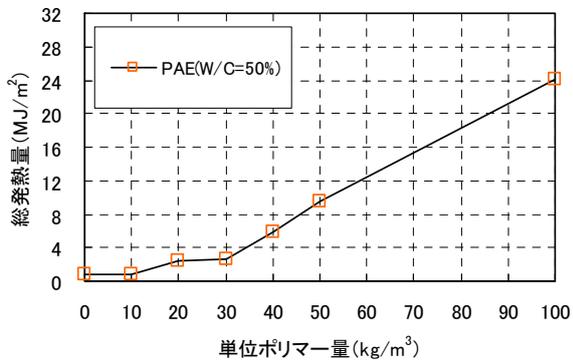
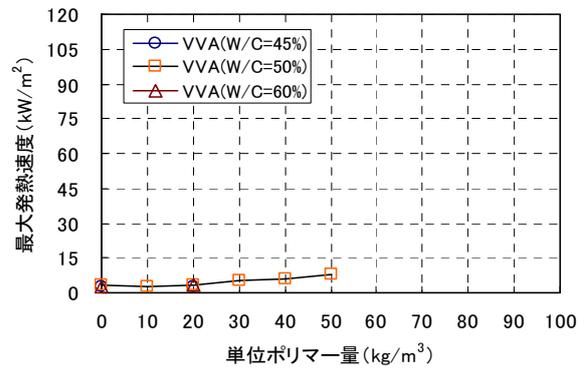
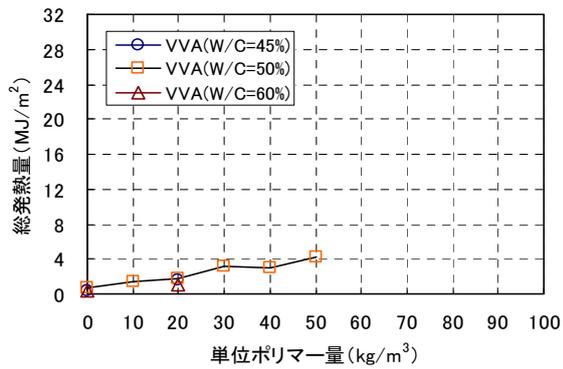
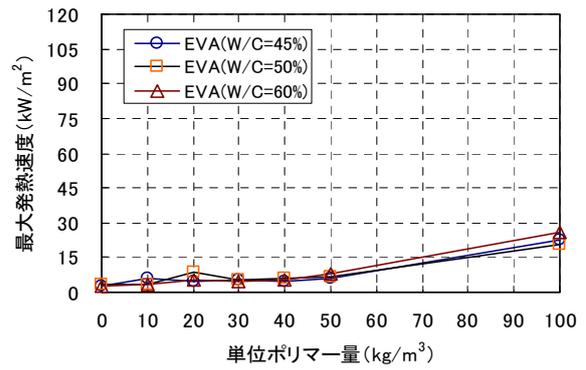
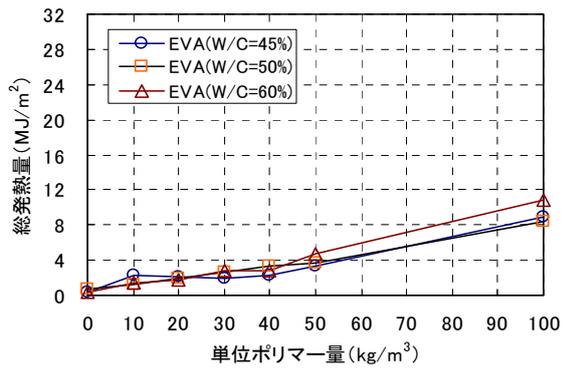


図 12 ポリマーセメントモルタルの総発熱量

図 13 ポリマーセメントモルタルの最大発熱速度

ポリマーセメントモルタルの加熱開始後20分間の最大発熱速度を図13に示す。最大発熱速度は総発熱量の結果とほぼ同じ傾向を示している。全試験体で最高発熱速度は200kW/m²を超えなかった。

単位ポリマー量30kg/m³以上のSBRモルタルの表面が50kW/m²の加熱を受けた場合、モルタル内部の温度は時間の増加とともに上昇する。SBRは約200℃でスチレンとブタジエンラテックスに分解し、360℃付近で熱分解気化が始まる。加熱5分程度で表層部の温度はその分解気化温度を超え、熱分解ガスが空気中の酸素と反応し、試験体が着火したと考えられ、表層部におけるSBRの燃焼が、試験体の発熱量および発熱速度の急増の原因と推察される。

1.4 ポリマーセメントモルタルの不燃性試験

1.4.1 使用材料

「ポリマーセメントモルタルの発熱性試験」の1.3.1に記述する材料と同じものを使う。

1.4.2 試験体の作製

「ポリマーセメントモルタルの発熱性試験」の1.3.2に記述する調合モルタル調合で、寸法φ44×50(mm)に成形した後、4週間標準水中養生し、9週間の気中養生(20℃, 60%RH)を行った。また、試験の前に、各供試体を60℃に保たれた乾燥器内に24時間静置し、さらに室温までデシケーターの中で冷却した。各供試体の含水率は2.0~4.0%の範囲であった。供試体個数は各水準3体とした。

1.4.3 不燃性試験方法

ISO 1182-2002に準拠して、炉内の温度上昇および供試体の質量減少を測定した。試験方法は、750℃に保った加熱炉の中へ規定された円柱状の供試体を入れ、炉内の温度上昇を計測する方法である。不燃材料としての要件は、加熱開始後20分間の炉内最高温度が試験終了の最終1分間の平均温度を20℃超えず、加熱終了後の供試体の質量減少が30%以下であることである。モルタルは均一な材料ではなく、内部に水分を含んでいるため、炉内温度が安定するまで20分以上の時間を要する。そのため、事前に予備試験を行い、試験時間を30分に決定した。

1.4.4 実験結果および考察

目視により観察した試験体の状況は、次の通りである。単位ポリマー量100kg/m³の供試体は加熱開始後120秒前後で発煙した。単位ポリマー量100kg/m³のEVAモルタル、単位ポリマー量50kg/m³以上のVVAモルタル、単位ポリマー量40kg/m³以上のPAEモルタルおよび単位ポリマー量20kg/m³以上のSBRモルタルは加熱開始後およそ90秒に着火した。また、着火時間は、単位ポリマー量の増加とともに早くなった。図14に発煙・着火の様子を示す。また、単位ポリマー量40~50kg/m³のEVAモルタル、単位ポリマー量30~50kg/m³のVVAモルタル、PAEモルタルおよび単位ポリマー量50kg/m³のVVAモルタルは3個の中1個か2個は爆裂を生じた。また、水セメント比が高いほど爆裂しやすい傾向があった。単位ポリマー量100kg/m³のモルタルではポリマーの種類に関係なく、3個の供試体全部で爆裂を生じた。図15に爆裂した試験体の様子を示す。

例として、図16に水セメント比50%の普通モルタル(NON)および単位ポリマー量50kg/m³の3種類のポリマーセメントモルタルの不燃性試験における炉内温度の経時変化を示す。供試体を炉内に投入すると、炉内の熱を吸収するため、炉内温度が急激に600℃付近まで低下

し、30秒後前後で再び上昇する。SBRモルタルは加熱開始後127秒で、ポリマーの燃焼によって他のモルタルより急激な温度上昇を示し、激しい燃焼の後炉内温度が750℃付近まで低下し、その後は他の供試体と同様に緩やかに上昇する。VVAモルタルもSBRモルタルと同じな曲線を示し、ポリマーの燃焼が遅れるため、炉内のピーク温度になる時間がSBRモルタルより遅い。EVAモルタルは燃焼しなかったため、顕著なピークは見られない。普通モルタルはポリマーを含有しないため、ポリマーセメントモルタルに比べ、明らかに温度上昇が遅い。このことから、ポリマーセメントモルタルを加熱する場合、ポリマーの種類によって、燃焼時間およびピーク温度が違ってくる。



図14 発煙・着火の様子



図15 爆裂の様子

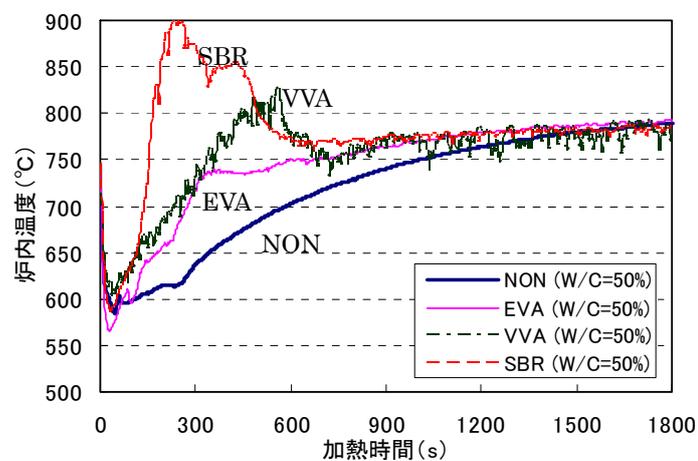


図16 炉内温度の経時変化の例

図17に炉内温度変化と単位ポリマー量の関係を示す。炉内温度変化は試験開始後30分間の炉内最高温度と試験終了前の1分間の平均温度の差である。単位ポリマー量 $50\text{kg}/\text{m}^3$ 以下のEVAモルタルおよびPAEモルタルは 20°C 以下の温度変化を示し、 $100\text{kg}/\text{m}^3$ のものは水セメント比に関わらず、 50°C 以上の温度変化を示している。単位ポリマー量 $30\text{kg}/\text{m}^3$ 以上のVVAモルタルおよび単位ポリマー量 $20\text{kg}/\text{m}^3$ 以上のSBRモルタルは温度変化が 20°C を超える。また、単位ポリマー量の増加とともに温度変化が直線的に増加を示し、 $100\text{kg}/\text{m}^3$ のVVAモルタルおよびSBRモルタルは $50\text{kg}/\text{m}^3$ のものよりやや大きな値を示す。

爆裂を生じなかった各ポリマーセメントモルタルの加熱後の質量を測定した。図18にポリマーセメントモルタルの加熱後の質量減少率と単位ポリマー量の関係を示す。単位ポリマー量の増加とともに質量変化率は直線的に増加し、増加の傾向は既往の実験[3]の結果とほぼ同じである。また、ポリマーの種類、単位ポリマー量および水セメント比に関わらず、ポリマーセメントモルタルの質量変化率はいずれも30%以下である。ポリマーセメントモルタルの質量の減少は、供試体中の自由水、セメント硬化体中の結合水の一部、ポリマーの分解による減少分が含まれる。試験前の供試体の含水率は、供試体によるばらつきはあるものの、ポリマーの増量に伴う質量減少の増分は、ほぼポリマーの分解による減少分と考えることができる。ポリマー量の $10\text{kg}/\text{m}^3$ は供試体全体の質量の約0.4~0.5%に相当することを考慮した場合、SBRモルタルの質量減少率の増分は、ほぼ単位ポリマー量の増分に相当し、VVAモルタルの場合は、ポリマーの増分の半分程度が質量減少として表れていることが分かる。このことから、不燃性試験においても、ポリマーの種類によって、分解のしやすさに相違があり、特にSBRの場合は内部のポリマーが燃焼し易い傾向があるということがいえる。

2.5 まとめ

セメント混和用ポリマーの示差熱重量分析、ポリマーセメントモルタルの発熱性試験およびポリマーセメントモルタルの不燃性試験の結果より、以下の知見が得られた。

- (1) セメント混和用再乳化形粉末樹脂は空気の中で高温加熱して燃焼する。
- (2) セメント混和用再乳化形粉末樹脂の熱分解の温度領域は二つの領域に分けられる。一つは激しい $200\text{--}350^\circ\text{C}$ であり、もう一つは緩やかな $350\text{--}450^\circ\text{C}$ である。
- (3) 火災時にポリマーセメントモルタル中の樹脂が熱分解、燃焼および炭化反応の発生が確認される。
- (4) ポリマーセメントモルタルの発熱量および発熱速度は水セメント比の変化にあまり依存せず、単位ポリマー量の増加に大きく依存する。
- (5) 本実験の範囲では、ポリマーセメントモルタルの発熱性は、VVAモルタル>EVAモルタル>PAEモルタル>SBRモルタルの順に優れており、VVAおよびEVAモルタルでは、 $50\text{kg}/\text{m}^3$ 以下、PAEモルタルでは、 $40\text{kg}/\text{m}^3$ 以下、SBRモルタルでは $30\text{kg}/\text{m}^3$ 以下の単位ポリマー量であれば、不燃材料として判定される可能性が高い。
- (6) 不燃性試験においては、単位ポリマー量 $30\text{kg}/\text{m}^3$ 以上のポリマーセメントモルタルは火災時に爆裂する可能性がある。
- (7) ポリマーセメントモルタルの不燃性は、使用するポリマーの種類、単位ポリマー量によって異なり、VVAおよびSBRモルタルでは $30\text{kg}/\text{m}^3$ 、EVAモルタルおよびPAEモルタルでは、 $50\text{kg}/\text{m}^3$ 程度を超えると温度変化がISO 1182-2002の規定温度 20°C を超える可能性

がある。

- (8) 本実験の範囲では、ポリマーセメントモルタルの発熱性は、EVAモルタル>VVAモルタル>PAEモルタル>SBRモルタルの順に優れている。

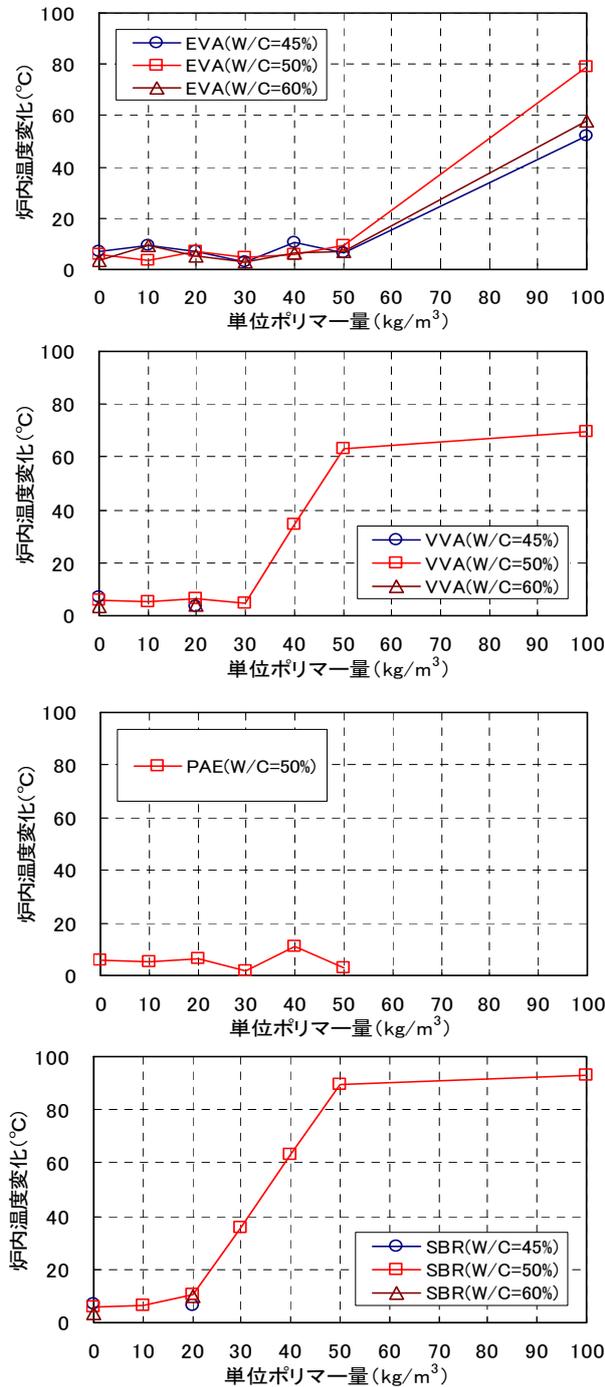


図17 炉内温度変化と単位ポリマー量の関係

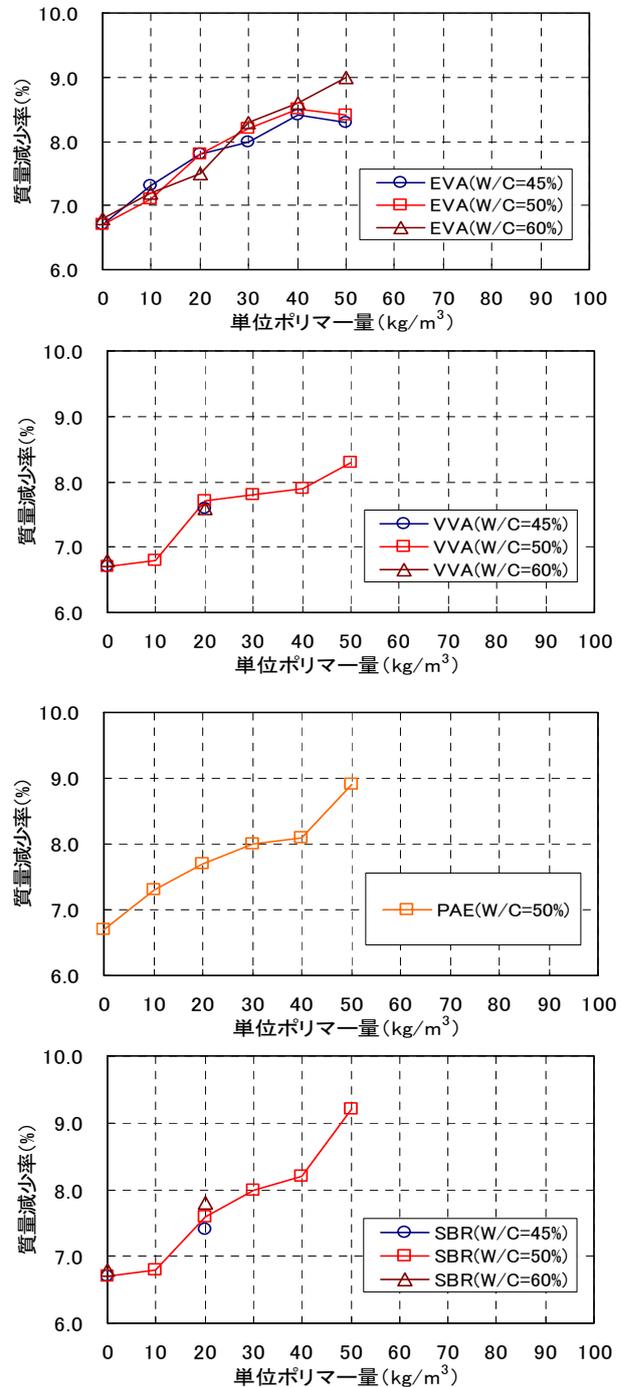


図18 質量減少率と単位ポリマー量の関係

2. 高温加熱後のポリマーセメントモルタルの力学特性に関する実験

2.1 実験の目的

ポリマーセメントモルタルは、普通セメントモルタルと比較して、接着性が良い、硬化が速い、収縮が小さい、防水性が高い、耐摩耗性・耐薬品性が優れる等の利点を有している。現在、建築、土木分野において、鉄筋コンクリート構造物の断面補修対策用の修復材として積極的に使用されている。

ポリマーセメントモルタルに用いるセメント混和用ポリマーは、水性ポリマーディスパージョン、水溶性ポリマー、液状ポリマー及び再乳化形粉末樹脂等の種類がある。再乳化形粉末樹脂は、合成樹脂エマルジョンを噴霧乾燥して製造されるが、常温で保存した場合に固まらないように、粘着防止剤が配合される。また、他のセメント混和用ポリマーと比較して、再乳化形粉末樹脂は、缶を使用せず、取り扱いが良く、ポリマーセメントモルタルの生産時には、セメント及び細骨材とドライミックスして商品化されている。

建築基準法では、補修時においてかぶりコンクリートを構成する材料として、ポリマーセメントモルタル、またはエポキシ樹脂モルタルの使用が位置付けられている。しかしながら、ポリマーセメントモルタルは、その構成成分として合成樹脂やゴムのような有機物を含有しているため、防火上の性能が明確ではなく、補修した鉄筋コンクリート構造部材の耐火性能に関する材料面及び構造面からの検討例は少ない。そのため、補修した鉄筋コンクリート構造部材火災加熱環境下での安全性が懸念される。また、補修した実大建築構造部材の載荷加熱試験の実施は困難であり、火災加熱後の残存耐力は解析的研究による説明が必要と考えられる。そのためには、補修材料及びコンクリートが高温にさらされた場合の力学的特性に関する研究が、重要と考えられる。コンクリートについては多くの国内外の研究がなされているが、補修材料についてはわずかな研究報告しかみられないのが現状である。

そこで本研究では、現在市販されているエチレン・酢酸ビニル、酢酸ビニル・ベオバ・アクリルおよびポリアクリル酸エステル3種類の再乳化形粉末樹脂を選び、ポリマーセメント比を変化させ、普通セメントと大井川水系陸砂とを用いて断面修復用モルタルを作製し、火災を想定して、200℃から1000℃までの高温加熱を受けたポリマーセメントモルタルの強度試験を行い、その加熱前後の外観変化、質量変化及び強度変化について検討、考察した。また、実験で得られたデータに基づく数値分析を行い、高温加熱後の補修材料の曲げ強度、圧縮強度および弾性係数の予測式を提案した。

2.2 高温加熱後のポリマーセメントモルタルの曲げ・圧縮実験

2.2.1 使用材料

(1) セメント

セメントは、JIS R 5210（ポルトランドセメント）に規定する普通ポルトランドセメントを使用した。

(2) 細骨材

細骨材は、JIS A 5308（レディーミクストコンクリート）付属書1を満たす大井川水系陸砂を使用した。表4に細骨材の試験結果を示す。

表4 細骨材の試験結果

List of items	Absolute density (g/cm ³)	Saturated density (g/cm ³)	Water absorption (%)	Fineness modulus (-)
Land sand from Ooi in Japan	2.54	2.59	2.03	2.65
Specified value (JIS A 5308)	No less than 2.5	-	No more than 3.5	-

(3) セメント混和用再乳化形粉末樹脂

セメント混和用再乳化形粉末樹脂は、JIS A 6203（セメント混和用ポリマーディスパージョン及び再乳化形粉末樹脂）に規定するエチレン・酢酸ビニル（略称：EVA）、酢酸ビニル・ベオバ・アクリル（略称：VVA）およびポリアクリル酸エステル（略称：PAE）を使用した。なお、各種類の再乳化形粉末樹脂には、粉末樹脂に対消泡剤が1%添加されている。表5に再乳化形粉末樹脂の試験結果を示す。

表5 セメント混和用再乳化形粉末樹脂の試験結果

Redispersible polymer powder	Volatile portions (%)	Apparent density (g/ml)	Acid number (mgKOH/mg)	Particle diameter* (%)
EVA	0.5	0.52	No more than 2.0	No more than 2
VVA	0.9	0.39	No more than 2.0	No more than 2
PAE	0.6	0.49	No more than 2.0	No more than 2

* : Particle residue on the 300 μm flour bolter

2.2.2 試験体の作製

試験体はJIS A 1171（ポリマーセメントモルタルの試験方法）に従って、表6に示すポリマーセメントモルタルの調合で、水セメント比およびセメント対砂を一定にしてポリマーセメントモルタルを練り混ぜ、寸法40×40×160（mm）とφ50×100（mm）の試験体を作製した。試験体は2日間湿空[20℃, 90%（RH）]、5日間水中（20℃）、21日間乾燥[20℃, 50%（RH）]条件下で養生した後、材齢の違いによる試験体間の強度差ができるだけ少なくなるように、さらに63日間乾燥[20℃, 50%（RH）]養生を行った。

2.2.3 試験方法

2.2.3.1 試験因子

試験因子は、ポリマーの種類、ポリマーセメント比、加熱温度及び試験体形状とした。ポリマーの種類は前述（2.2.1の3）した3水準とした。ポリマーセメント比（P/C）は、普通セメントモルタル[ポリマー無混和（0%）]を含めて、5%、10%および20%とした。加熱温度は、常温（20℃）を含めて、200℃、400℃、600℃、800℃および1000℃の6水準とした。試験体形状は、40×40×160（mm）およびφ50×100（mm）とし、各水準の試験体を3体ずつ準備した。また、試験体の含水率がほぼ一定になるよう、高温加熱の前に、60℃、RH50%の環境下で3日間強制乾燥した。各水準試験体の含水率は3本の平均値として、式（1）を用

いて算出した。表7に各水準の試験体の含水率を示す。

$$W = [(M_{60} - M_{105}) / M_{105}] \times 100(\%) \quad (1)$$

ここに、W：試験体の含水率（%），M₆₀：試験体強制乾燥後の質量（g），M₁₀₅：試験体絶乾状態の質量（g）

表6 ポリマーセメントモルタルの調合

Type of polymer	Polymer-cement ratio (%)	Cement : Sand (By mass)	Water-cement ratio (%)	Defoamer (%)	Flow (mm)
NON**	0	1 : 3	50	1.0	151
EVA	5				191
	10				199
	20				208
	VVA				5
10					192
20					198
PAE	5				177
	10				188
	20				194

** : No polymer added

表7 各水準の試験体の含水率(%)

Type of polymer	Polymer-cement ratio (%)	Artificial drying
		Moisture content (%)
NON	0	2.9
EVA	5	3.2
	10	3.1
	20	3.0
VVA	5	3.1
	10	3.3
	20	3.7
PAE	5	3.2
	10	3.3
	20	3.4

2.2.3.1 加熱方法

加熱プログラムは試験体の中心温度と表層温度および各試験体間の温度差ができるだけ少なくなるよう決定する必要がある。しかし、強度試験用の試験体に熱電対を設置すると

断面欠損が生じるため、圧縮強度に影響する恐れがある。従って、加熱プログラムは、事前に実施した予備試験から決めた。

試験体の加熱は、プログラム調整機能を有した箱型電気炉を使用した。図19に1000℃まで加熱プログラムの一例を示す。加熱プログラムは、昇温速度を200℃/hとし、200℃毎の停滞時間を1時間とし、各目標温度に到達してから1時間停滞させることとした。試験体は試験体と試験体との間に20mmの間隔が得られるように配置した。

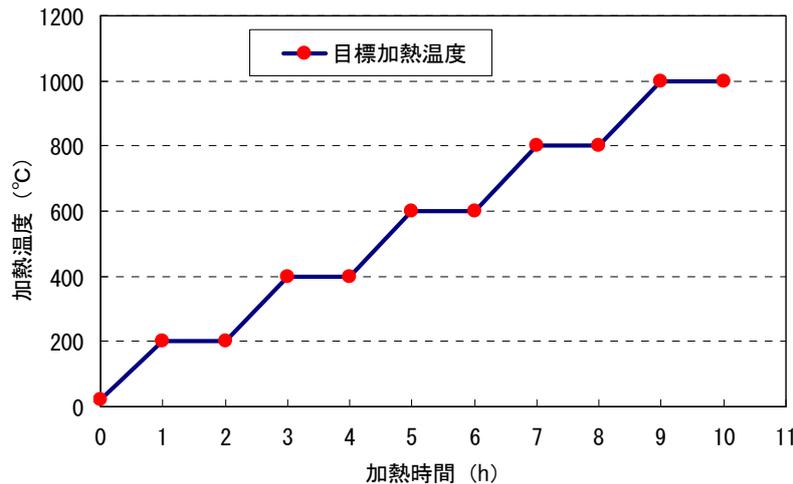


図19 加熱プログラム(1000℃)

2.2.3.1 質量測定

電子天秤を用い、加熱前後の試験体の質量を1/100gまで測定した。

2.2.3.1 曲げ強度試験

曲げ強度試験は、JIS A 1171に準じて実施した。測定は、500KNアムスラー型の万能試験機を利用し、毎秒50Nの荷重速度で載荷して最大荷重を求めた。

2.2.3.1 圧縮強度試験

圧縮強度試験は、JIS A 1171に準じて実施した。測定は、曲げ強度試験を行った一組3個の試験体の折片6個を用いて、500KNアムスラー型の万能試験機を利用し、毎秒800Nの荷重速度で載荷して最大荷重を求めた。

静弾性係数の測定は、φ50×100 (mm) の試験体を用いて、JIS A 1149 (コンクリートの静弾性係数試験方法) に準じて実施した。測定は、5000KN万能試験機のロードセルによる荷重およびコンプレッションメーターによる試験体のひずみとし、時間ごとの値により各試験体の応力-ひずみ曲線を求めた。また、求めた応力-ひずみ曲線から、圧縮強度時のひずみを読み取った。

2.2.4 試験結果および考察

2.2.4.1 外観観察

外観観察は、目視により観察した。ポリマーの有無に関わらず、全試験体で爆裂を生じなかった。このことから、緩やかな加熱の場合には、試験体の含水率をコントロールすることにより、20%のポリマーを混入してもポリマーセメントモルタルは爆裂を生じない可能

性があると推測された。

図20に普通セメントモルタル (P/C 0%) 加熱前後の写真を示す。普通セメントモルタルは、加熱温度600℃以下では、試験体の表面にひび割れは生じなかった。しかしながら、800℃以上の加熱では、ほとんどの試験体において表面にひび割れが生じた。ポリマーセメントモルタルはポリマーの種類により顕著な相違が認められなかった。しかし、混入したポリマーの量 (ポリマーセメント比) により試験体表面の状態が異なる結果となった。ポリマーセメント比5%の場合、加熱温度600℃では0.05mm以上のひび割れが試験体表面に目立ち始め、800℃では全面にわたりひび割れが細かく生じた。例として、図21にポリマーセメント比5%のVVAモルタル加熱前後の写真を示す。ポリマーセメント比10%と20%の場合、加熱温度200℃で試験体の一部にひび割れが生じ、400℃以上では全面にわたり0.1mm以上のひび割れが網状に細かく生じた。また、ひび割れ幅は加熱温度が高いほど大きく、加熱温度800℃では0.5mmを超えるものも多数発生した。例として、図22と図23にポリマーセメント比10%と20%のVVAモルタル加熱前後の写真を示す。1000℃ではポップアウト現象が発生する試験体もあった。特に、PAE粉末樹脂を混入したし試験体では激しいポップアウトが生じた。

2.2.4.2 質量変化

表8に加熱前後試験体の質量を示す。試験体の質量は3体試験体の平均値を取る。

表8 加熱前後試験体の質量

Type of Polymer	P/C (%)	Condition	Mass (g)					
			20℃	200℃	400℃	600℃	800℃	1000℃
NON	0	Before heating	417.0	412.7	414.3	415.5	410.4	419.0
		After heating	417.0	398.1	393.1	388.2	377.1	382.3
EVA	5	Before heating	416.9	413.3	421.2	408.9	409.7	416.7
		After heating	416.9	394.8	396.3	379.9	373.3	374.1
	10	Before heating	412.5	414.1	412.0	410.2	409.9	410.7
		After heating	412.5	394.9	383.3	377.6	368.3	364.9
	20	Before heating	408.8	405.2	402.4	408.0	399.5	404.4
		After heating	408.8	384.5	371.2	370.9	353.0	351.6
VVA	5	Before heating	400.5	394.5	394.7	398.1	394.9	396.4
		After heating	400.5	379.6	373.0	371.6	361.4	358.5
	10	Before heating	394.3	397.3	392.2	399.8	396.2	392.7
		After heating	394.3	379.6	366.5	368.8	356.8	349.0
	20	Before heating	394.3	388.3	387.3	385.0	386.3	386.1
		After heating	394.3	368.0	355.6	348.5	340.5	337.5
PAE	5	Before heating	410.3	408.7	407.7	409.3	407.8	407.0
		After heating	410.3	392.6	384.4	378.6	371.5	366.2
	10	Before heating	403.5	410.4	409.0	406.2	409.7	411.2
		After heating	403.5	393.6	378.3	375.0	369.1	365.4
	20	Before heating	406.4	403.2	403.5	400.0	402.1	405.0
		After heating	406.4	385.0	368.4	361.5	354.6	352.9



図20 NON(20~1000°C)



図21 VVA 5%(20~1000°C)



図22 VVA 10%(20~1000°C)



図23 VVA 20%(20~1000°C)

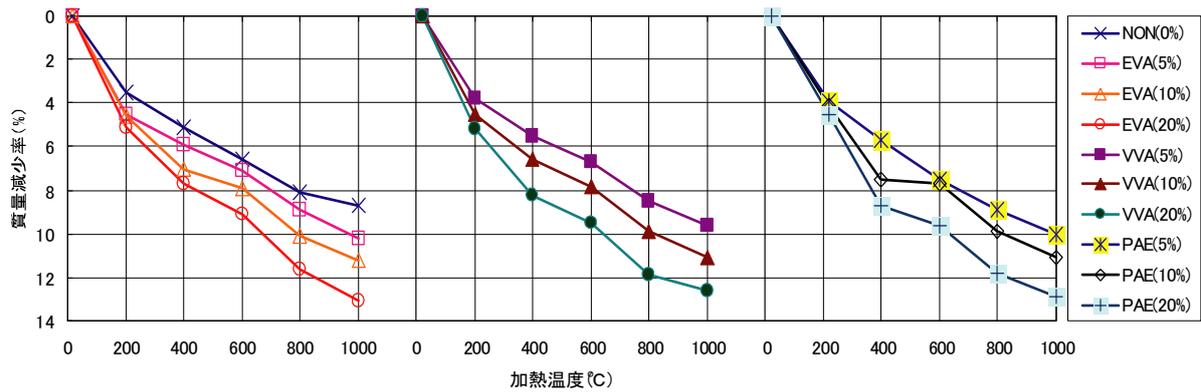


図24 加熱温度と質量減少率の関係

加熱前後試験体の質量から試験体の質量減少率を算出した。図24に加熱温度と試験体の質量減少率の関係を示す。各水準の試験体加熱後の質量減少は、加熱温度が高いほど、ポリマーセメント比が大きいほど大きくなっている。また、温度の上昇に伴う試験体の質量減少率は直線的になっている。ポリマーの種類により顕著な差は見られなかった。加熱温度200℃までは各水準のポリマーセメントモルタルとも急激に質量が減少し、200℃以上ではやや緩やかに減少した。これは、200℃までに試験体中の自由水が加熱により水蒸気として放出されたためと推察される[4]。加熱温度1000℃までの質量減少率に関しては、ポリマーセメントモルタルは普通セメントモルタルより2～5%多かった。

加熱温度200℃以上ではポリマーの混和量によって各試験体の質量減少に差が見られる。これは200℃程度からポリマーセメントモルタル中のポリマー自身が加熱により熱分解、燃焼などの化学反応を起こしている[5]と考えられる。

2.2.4.3 曲げ強度残存比

表9に各加熱温度における試験体の曲げ強度を示す。

図25に加熱温度と曲げ強度残存比（常温時の曲げ強度に対する各加熱温度における曲げ強度の比）の関係を示す。曲げ強度残存比は、ポリマーの有無に関わらず加熱温度の上昇とともに低下を示している。これは、加熱温度の上昇に伴い細骨材とセメントペーストとの界面の破壊エネルギーが減少する[6]ためと推察される。ポリマーセメント比5%以下の場合、ポリマーの種類に関係なく、20～200℃において緩やかな低下を示し、200～400℃においては急激な低下を示している。また600℃を超えると再び緩やかな低下を示している。ポリマーセメント比5%以上の場合は、20～600℃において急激な低下を示し、600～1000℃においては緩やかな低下を示している。全体として、ポリマーセメント比が大きいほど曲げ強度残存比は小さくなっている。

表9 各加熱温度における試験体の曲げ強度

Temperature (°C)	Flexural strength (N/mm ²)									
	NON	EVA (P/C)			VVA (P/C)			PAE (P/C)		
	0%	5%	10%	20%	5%	10%	20%	5%	10%	20%
20	12.6	12.2	13.1	14.2	11.4	11.5	10.5	12.2	13.1	14.6
200	11.9	10.5	9.2	8.1	10.2	8.3	6.7	11.1	11.7	13.9
400	8.7	6.6	5.6	3.9	7.5	5.5	4.2	8.3	6.7	5.3
600	3.3	2.7	2.5	2.3	3.0	2.7	2.0	3.4	3.0	2.7
800	2.3	1.9	1.4	1.2	2.0	1.4	1.2	2.0	1.5	1.2
1000	1.5	1.2	0.9	0.6	1.2	0.9	0.7	1.2	0.8	0.7

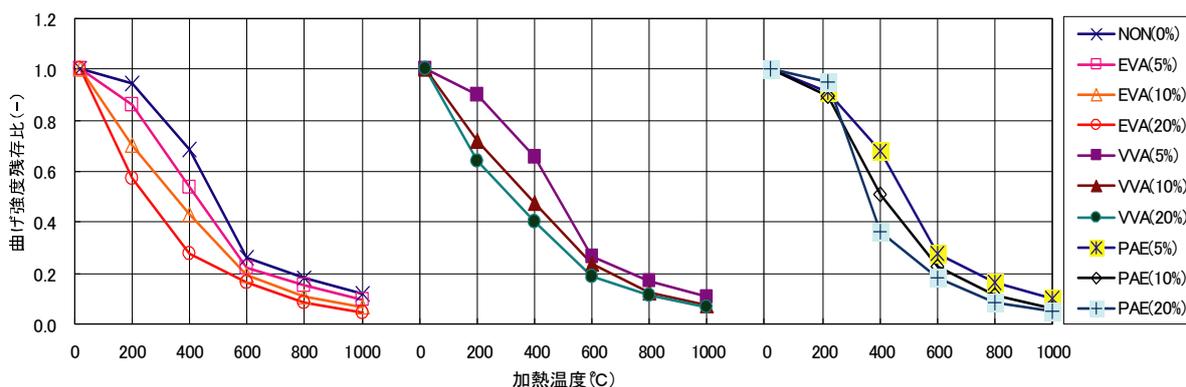


図25 加熱温度と曲げ強度残存比の関係

2.2.4.4 応力-ひずみ曲線

例として普通モルタル，ポリマーセメント比5%，10%，および20%（VVA）の応力-ひずみ曲線を図26～29に示す。ポリマーセメント比20%では加熱温度が200～600℃において載荷初期の低応力時にひずみが増加する傾向を示した。これは，200℃程度からポリマーセメントモルタル中のポリマー自身が高温加熱により熱分解，燃焼などの化学反応を起こし，空隙が増大したこと，また加熱中および冷却期間におけるセメントペーストおよび細骨材の膨張・収縮，温度勾配によって引き起こされる熱応力による試験体内部の微細亀裂の発生したことによるもの[7]と考えられる。800℃を超えると試験体の強さが極めて小さいため，ポリマーの混和量に関わらず波状の応力-ひずみ曲線を示している。

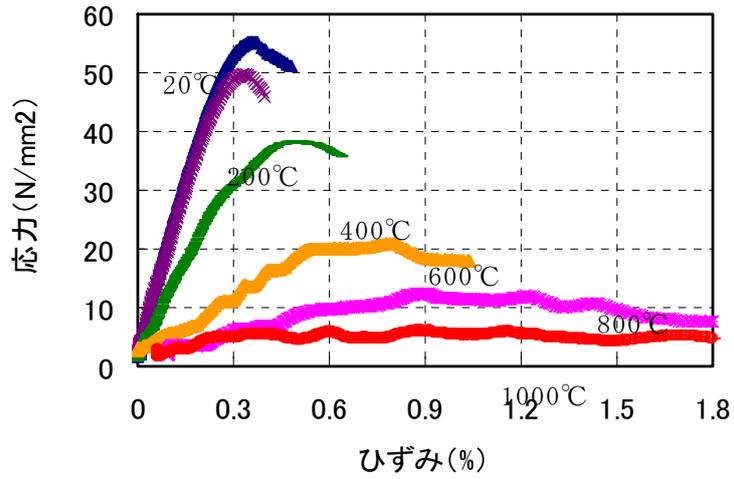


図26 応力-ひずみ曲線(普通モルタル)

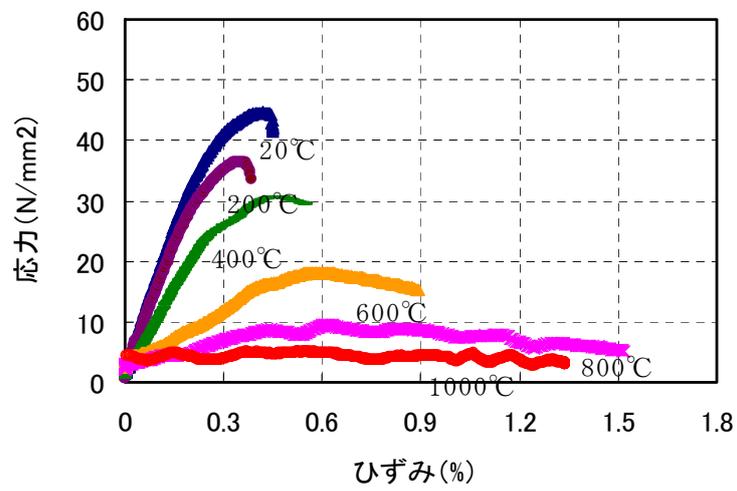


図27 応力-ひずみ曲線(VVA-P/C5%)

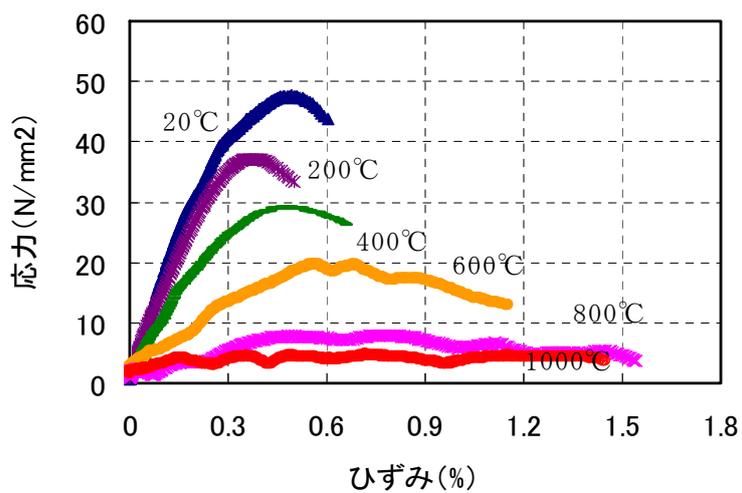


図28 応力-ひずみ曲線(VVA-P/C10%)

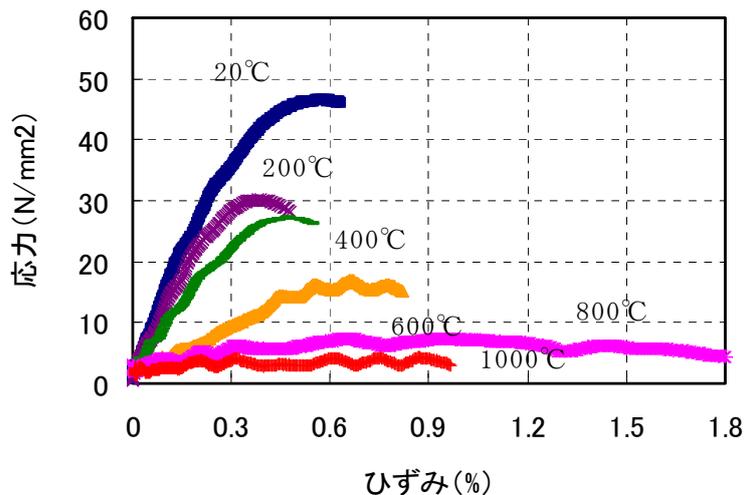


図29 応力-ひずみ曲線 (VVA-P/G20%)

2.2.4.5 圧縮強度残存比

表10に各加熱温度における試験体の圧縮強度を示す。

図30に加熱温度と圧縮強度残存比（常温時の圧縮強度に対する各加熱温度における圧縮強度の比）の関係を示す。加熱温度200°CまではPAEシリーズの圧縮強度は、温度の上昇に伴って若干増大している。他の試験体はポリマーセメント比が大きいほど急激な圧縮強度の低下を示した。これは、この温度段階で細骨材が膨張するのに対してセメント水和物が収縮するため、モルタル内部に微細ひび割れが生じ強度を低下させたものと推察される[8]。200°C以上ではポリマーの種類及びポリマーセメント比の違いにかかわらず、直線的な圧縮強度の低下を示した。加熱温度400°Cでは、ポリマーセメント比5%の場合約0.7、10%の場合約0.6、20%の場合約0.5である。さらに加熱温度400°C以上における強度低下は、水酸化カルシウムの分解、細骨材との付着力の低下によりモルタル強度が低下したものと考えられる^[9]。加熱温度600°C以上では、ポリマーの種類及びポリマーセメント比により顕著な差は無かった。しかし、ポリマーセメント比20%のシリーズは他のシリーズより若干小さな圧縮強度残存比であった。全体として、圧縮強度残存比は、曲げ強度残存比の1.1~2倍の値であり、両者の差は加熱温度の上昇とともに減少する傾向にあった。試験体の表面および内部のひび割れの増加によって、曲げ強度残存比の低下は圧縮強度残存比より激しいと考えられる。

加熱温度600°Cでは、ポリマーセメントモルタルの曲げ強度は常温時の20%程度であり、圧縮強度は常温時の40%程度であった。この温度で補修材料の力学特性が激しく低下することから、部材の構造安全性に影響を与えられとされる。

表10 各加熱温度における試験体の圧縮強度

Temperature (°C)	Compressive strength (N/mm ²)									
	NON	EVA (P/C)			VVA (P/C)			PAE (P/C)		
	0%	5%	10%	20%	5%	10%	20%	5%	10%	20%
20	61.0	57.4	57.0	52.6	49.6	48.5	47.7	56.0	52.3	54.1
200	58.5	52.1	46.1	34.4	46.7	37.5	33.2	53.3	53.7	56.2
400	45.8	44.7	39.9	31.1	35.8	29.4	23.8	40.2	38.3	35.6
600	28.3	28.8	28.6	23.8	22.8	20.9	17.7	25.4	22.5	21.5
800	16.6	18.0	17.1	12.8	11.3	9.5	9.0	17.5	14.9	13.1
1000	7.7	7.1	5.9	5.5	5.1	4.6	4.4	7.0	6.3	5.9

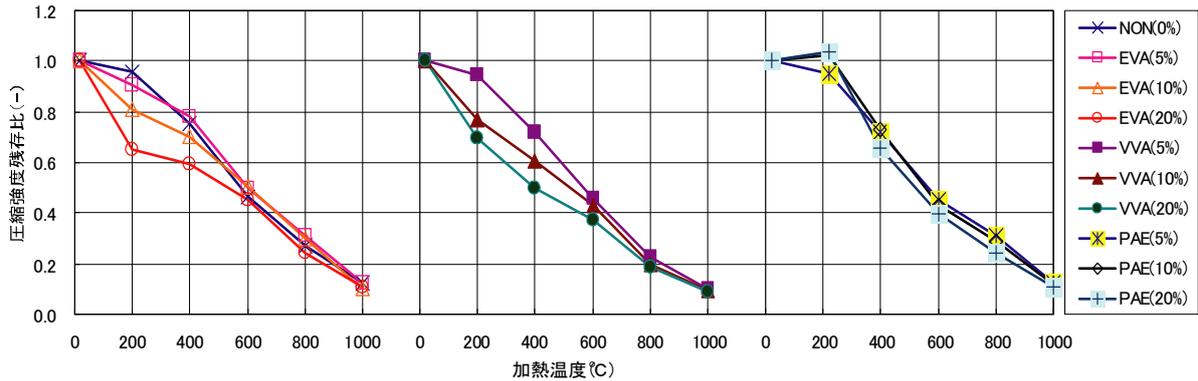


図30 加熱温度と圧縮強度残存比の関係

2.2.4.6 弾性係数残存比

試験体の弾性係数は試験体の応力-ひずみ曲線から、最大荷重の1/3に相当する応力と試験体の縦ひずみ 50×10^{-6} のときの応力を結ぶ線分勾配として得られた値である。表11に各加熱温度における試験体の弾性係数を示す。

図31に加熱温度と弾性係数残存比（常温時の弾性係数に対する各加熱温度における弾性係数の比）の関係を示す。全体として、弾性係数残存比は加熱温度とともにほぼ直線的に低下している。加熱温度200°CまではPAE5%および10%では、温度の上昇に伴って緩やかな弾性係数の増加を示したが、他のものは急激に低下する傾向であった。これはPAE試験体からの水分蒸発が抑制されているため[5]、試験体内部の未水和セメント粒子を高温で再水和をさせ、試験体強度の増加に寄与した結果と推測される。加熱温度が200~600°Cの範囲では、試験体は急激な弾性係数の低下を示し、600~1000°Cの範囲では緩やかな低下を示した。ポリマーの種類およびポリマーセメント比の違いにより弾性係数残存比に大きな差が生じたが、全体として、ポリマーセメント比が10%以下であれば、普通セメントモルタルと同等あるいは若干大きな値となった。

2.2.4.7 圧縮強度時のひずみ

図32に加熱温度と圧縮強度時のひずみの関係を示す。圧縮強度時のひずみは、加熱温度200°Cまではポリマーセメント比が大きいほど減少量が大きくなった。加熱温度200~800°Cの範囲では、ポリマーの種類およびポリマーセメント比によらず加熱温度の増大に伴って圧縮強度時のひずみも増大する結果が得られた。しかしながら、800~1000°Cにおいては圧縮強度時のひずみが再び低下する傾向を示した。これは試験体の熱劣化が極度に進行し、

組織崩壊が生じたためであると考えられる。

表11 各加熱温度における試験体の弾性係数

Temperature (°C)	Elastic modulus (KN/mm ²)										
	NON	EVA (P/C)				VVA (P/C)			PAE (P/C)		
	0%	5%	10%	20%	5%	10%	20%	5%	10%	20%	
20	21.2	19.3	18.7	16.0	15.9	16.7	11.5	15.3	16.2	14.7	
200	17.7	16.1	15.6	12.8	13.2	11.4	10.2	16.5	17.5	12.9	
400	13.9	12.0	12.4	7.5	12.5	7.4	9.0	11.0	12.4	10.6	
600	3.1	6.6	5.1	6.0	3.7	3.5	3.9	4.3	4.4	3.9	
800	1.7	3.5	3.4	3.1	1.8	1.8	1.6	1.9	1.9	1.7	
1000	1.5	1.4	0.4	0.8	1.5	1.7	1.1	1.0	1.8	1.4	

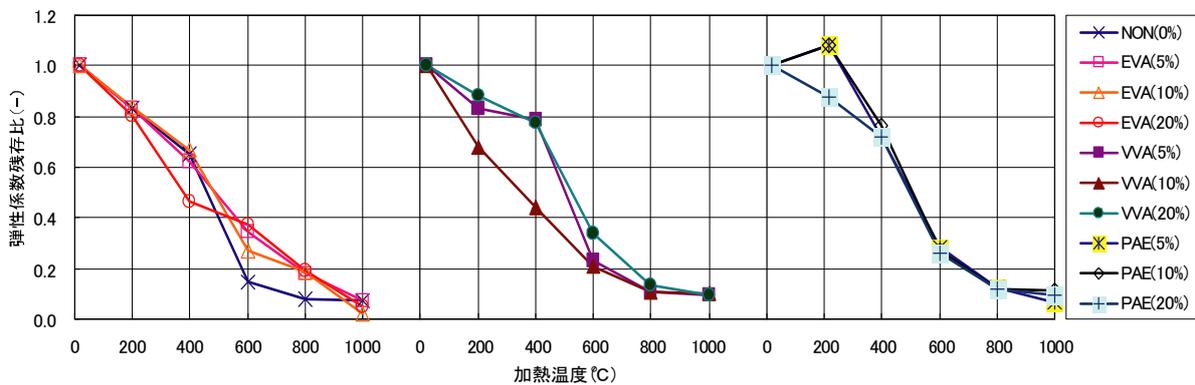


図31 加熱温度と弾性係数残存比の関係

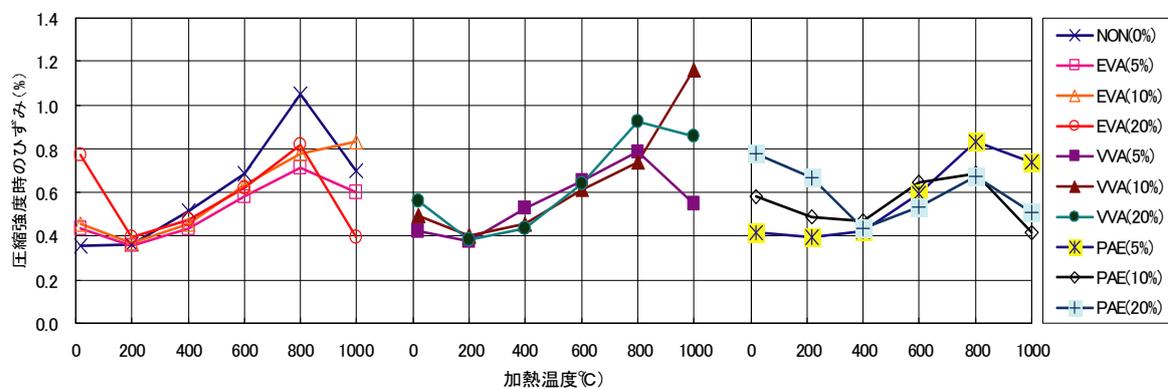


図32 加熱温度と圧縮強度時のひずみの関係

2.3 高温加熱後のポリマーセメントモルタルの力学特性の数式化

2.3.1 曲げ強度の数式化

現在、現場で良く使われている補修材料のポリマーセメント比は8~12%程度である。高温加熱後の補修材料の曲げ強度予測式を提案するため、本実験で得られたポリマーセメント比10%の試験体の曲げ強度残存比について数値分析を行った。図33に曲げ強度残存比の数値分析結果を示す。また、本実験の結果によるEVA, VVAおよびPAEモルタルの加熱温度と曲げ強度残存比の関係を式(2)に示す。高温時におけるポリマーセメントモルタルの引張試

験は非常に難しく、引張強度の温度依存性の報告もされてない。コンクリートの場合は、高温で引張強度の低下率は圧縮強度の低下より大きい。同じの傾向であり、本実験のデータを見ると、ポリマーセメントモルタルの曲げ強度の低下率も圧縮強度の低下より大きい。火災加熱を受ける補修した鉄筋コンクリート部材の有限要素解析を行うときに、本実験から提案した曲げ強度残存比の予測式を利用し、補修材料の常温時引張強度さえ分かれば、他の温度領域の引張強度にも簡単に推測できると考えられる。

$$K_{t,T} = 0.008 \times (T/100)^2 - 0.19 \times (T/100) + 1.0377 \quad 20^\circ\text{C} \leq T \leq 800^\circ\text{C}$$

$$K_{t,T} = 0.03 \quad 800^\circ\text{C} \leq T \leq 1000^\circ\text{C} \quad (2)$$

高温加熱後の補修材料の曲げ強度の計算式を式 (2a) に示す。

$$f_{t,T} = K_{t,T} \cdot f_{t,RT} = f_{t,RT} [0.008 \times (T/100)^2 - 0.19 \times (T/100) + 1.0377] \quad 20^\circ\text{C} \leq T \leq 800^\circ\text{C}$$

$$f_{t,T} = K_{t,T} \cdot f_{t,RT} = 0.03 f_{t,RT} \quad 800^\circ\text{C} \leq T \leq 1000^\circ\text{C} \quad (2a)$$

ここに： $K_{t,T}$ ：曲げ強度残存比 (-) $f_{t,T}$ ：温度 $T^\circ\text{C}$ における曲げ強度 (N/mm^2) $f_{t,RT}$ ：常温 (20°C) における曲げ強度 (N/mm^2)

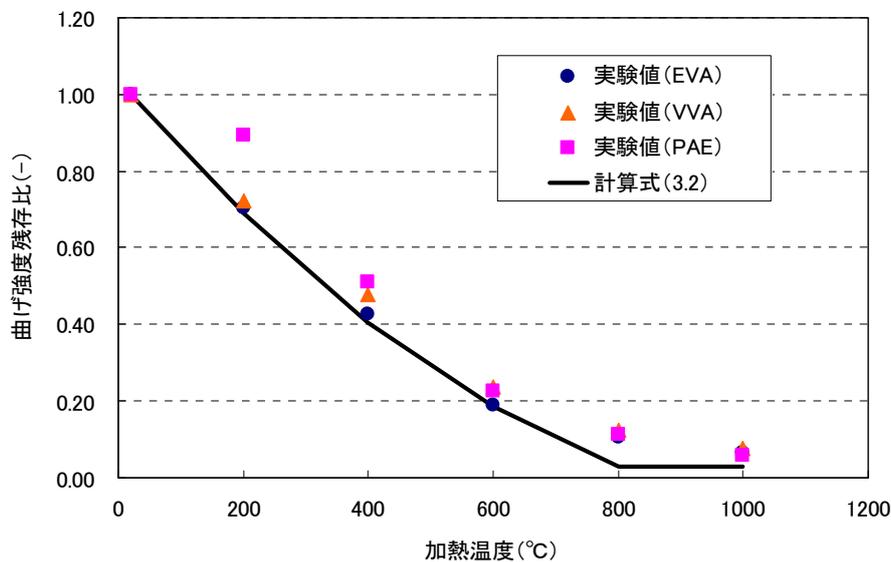


図33 曲げ強度残存比の数値分析結果

2.3.2 圧縮強度の数式化

高温加熱後の補修材料の圧縮強度の予測式を提案するため、本実験で得られたポリマーセメント比10%の試験体の圧縮強度残存比について数値分析を行った。図34に圧縮強度残存比の数値分析結果を示す。また、本実験の結果によるEVA、VVAおよびPAEモルタルの加熱温

度と圧縮強度残存比の関係を式 (3) に示す。

$$K_{c,T} = -0.09 \times (T/100) + 1.018 \quad 20^\circ\text{C} \leq T \leq 1000^\circ\text{C} \quad (3)$$

高温加熱後の補修材料の圧縮強度の計算式を式 (3b) に示す。

$$f_{c,T} = K_{c,T} \cdot f_{c,RT} = f_{c,RT} [-0.09 \times (T/100) + 1.018] \quad 20^\circ\text{C} \leq T \leq 1000^\circ\text{C} \quad (3b)$$

ここに： $K_{c,T}$ ：圧縮強度残存比 (-) $f_{c,T}$ ：温度 $T^\circ\text{C}$ における圧縮強度 (N/mm^2) $f_{c,RT}$ ：常温 (20°C) における圧縮強度 (N/mm^2)

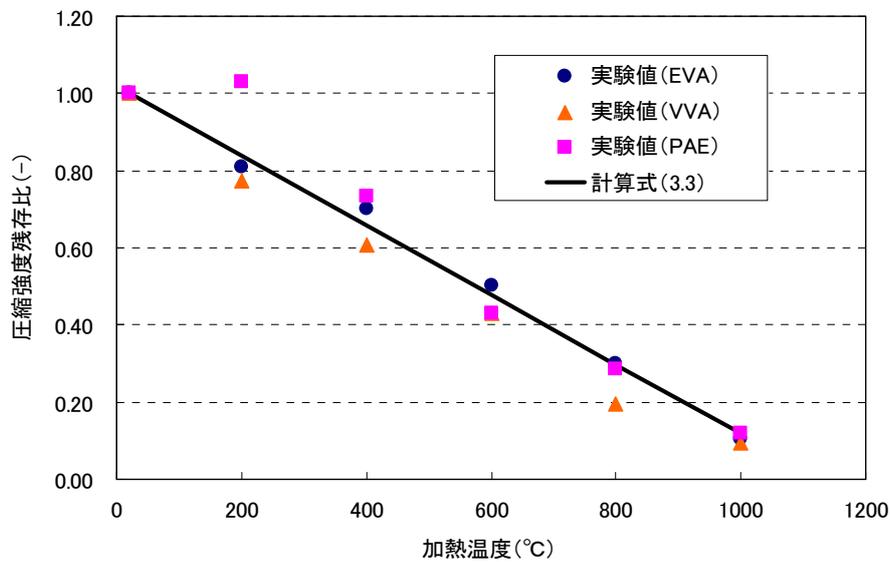


図34 圧縮強度残存比の数値分析結果

2.3.3 弾性係数の数式化

高温加熱後の補修材料の弾性係数の予測式を提案するため、本実験で得られたポリマーセメント比10%の試験体の弾性係数残存比について数値分析を行った。図35に弾性係数残存比の数値分析結果を示す。また、本実験の結果によるEVA、VVAおよびPAEモルタルの加熱温度と弾性係数残存比の関係を式 (4) および (5) に示す。

$$K_{e,T} = (-0.15T + 119)/116 \quad 20^\circ\text{C} \leq T \leq 600^\circ\text{C} \quad (4)$$

$$K_{e,T} = (-0.17T + 202)/400 \quad 600^\circ\text{C} \leq T \leq 1000^\circ\text{C} \quad (5)$$

高温加熱後の補修材料の弾性係数の計算式を式 (4c) と (5d) に示す。

$$E_T = K_{e,T} \cdot E_{RT} = E_{RT} [(-0.15T + 119)/116] \quad 20^\circ\text{C} \leq T \leq 600^\circ\text{C} \quad (4c)$$

$$E_T = K_{e,T} \cdot E_{RT} = E_{RT} [(-0.177T + 202)/400] \quad 600^\circ\text{C} \leq T \leq 1000^\circ\text{C} \quad (5d)$$

ここに： $K_{e,T}$ ：弾性係数残存比（-） E_T ：温度 $T^\circ\text{C}$ における弾性係数（ KN/mm^2 ） E_{RT} ：常温（ 20°C ）における弾性係数（ KN/mm^2 ）

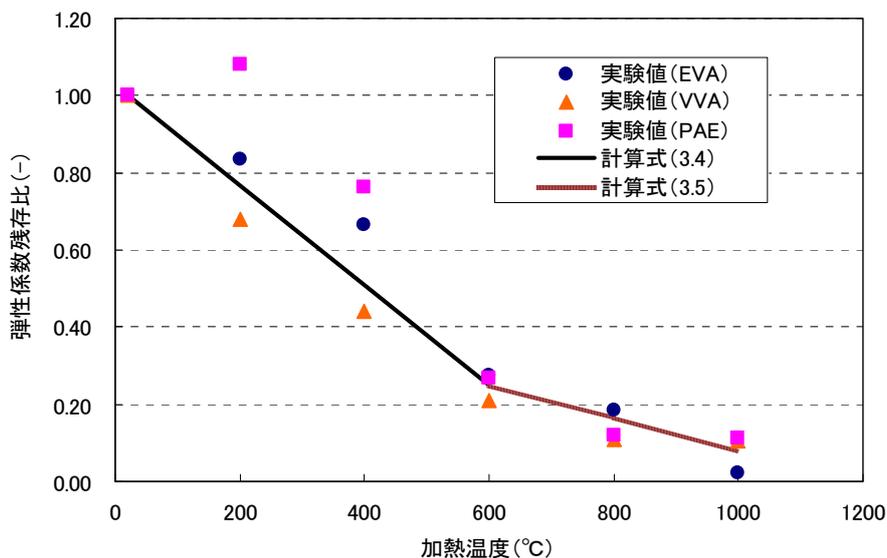


図35 弾性係数残存比の数値分析結果

2.4 まとめ

高温加熱後の補修材料の曲げ強度，圧縮強度および弾性係数を求めるため，補修材料に用いられるポリマーセメントモルタルを作製し，その高温加熱後の曲げ試験および圧縮試験を行った。得られた実験データを用い，数値分析を行い，加熱温度を変数とする簡易な予測式を求めた。ポリマーセメントモルタルの高温加熱後の力学特性を実験により調べた結果，以下の知見が得られた。

- (1) 高温加熱後の残存強度は，加熱温度の上昇及びポリマーセメント比の増加とともにほぼ直線的に低下する。
- (2) 高温加熱後の曲げ強度の低下率は圧縮強度の低下に比較して大きい。
- (3) 加熱温度 600°C で補修材料の力学特性が激しく低下し，部材の構造安全性に影響をおよぼす可能性がある。
- (4) 一般に補修材料のポリマーセメント比は8～12%程度であり，本研究で示した式によって，補修材料の曲げ強度，圧縮強度および弾性係数を推定することが可能になると考えられる。

3. 高温加熱を受けたポリマーセメントモルタルとコンクリートの付着特性に関する実験

3.1 実験の目的

補修した鉄筋コンクリート構造部材の構造性能に関し界面付着特性を考慮した解析で評価する時に、基本的な物性値として鉄筋、躯体コンクリートおよび補修材料の物性に加え、躯体コンクリートと鉄筋間、躯体コンクリートと補修材料間および補修材料と鉄筋間それぞれの界面付着特性を求める必要がある。有限要素解析を行う場合は、各材料間の付着性状を再現するために付着要素を設けることでより精緻なシミュレーションを行える。構成則としては強度と弾性係数が最も重要な物性値と言われる。補修した実大建築構造部材の載荷加熱試験の実施は困難であり、火災加熱後の残存耐力は解析的研究による説明が必要と考えられる[10]。そのためには、補修材料とコンクリートが高温にさらされた場合の付着特性に関する研究が、一つ重要な課題と考えられる。常温時における補修材料とコンクリートの付着特性に関する研究が多く見られ[11-15]、高温加熱を受ける補修材料と躯体コンクリートの付着性状に関するデータは見あたらない。そこで本実験では、有限要素解析に用いる補修材料とコンクリートの付着要素の構成則を構築することを目的とした。そのため、躯体としてコンクリートを想定した躯体モルタルを使用した。現場で良く使用されるセメント混和用ポリマーを用い、ポリマーセメントモルタルを作製し、高温加熱を受けたポリマーセメントモルタルと躯体モルタルの引張付着試験を行い、ポリマーセメントモルタルと躯体の付着性状の温度依存性について検討し、考察した。また、実験で得られた結果に基づき数式化を行い、高温加熱後の補修材料の引張付着強度予測式を提案する。

3.2 ポリマーセメントモルタルとコンクリートの付着実験

3.2.1 使用材料

(1) セメント

セメントは、JIS R 5210（ポルトランドセメント）に規定する普通ポルトランドセメントを使用した。

(2) 細骨材

細骨材は、JIS A 5308（レディーミクストコンクリート）付属書1を満たす大井川川砂を使用した。

(3) セメント混和用再乳化形粉末樹脂

セメント混和用再乳化形粉末樹脂は、JIS A 6203（セメント混和用ポリマーディスパージョン及び再乳化形粉末樹脂）に規定するエチレン・酢酸ビニル（略称：EVA）、酢酸ビニル・ベオバ・アクリル（略称：VVA）およびポリアクリル酸エステル（略称：PAE）を使用した。なお、再乳化形粉末樹脂には、粉末樹脂に対して消泡剤が1%添加されている。

3.2.2 試験体の作製

試験体は100×100×25(mm)の躯体モルタルの中央に40×40×10(mm)のポリマーセメントモルタルを打設したものである。図36に試験体の形状を示す。躯体モルタルの調合は JIS R 5201に準拠した。表11に躯体モルタルの調合を示す。また、躯体モルタルの表面は紙やすりで平滑にし、打設時には水湿り状態とした。JIS A 1171（実験室におけるポリマーセメントモルタルの作り方）を参考に、表12に示す調合で、ポリマーセメントモルタルを練混ぜ、寸法40×40×10(mm)に成形した後、28日間水中（20℃）、56日間気中（20℃）養生を行った。

また、試験体の含水率を調整するため、高温加熱の前に試験体は乾燥炉の中に3日間60℃で強制乾燥を行った。

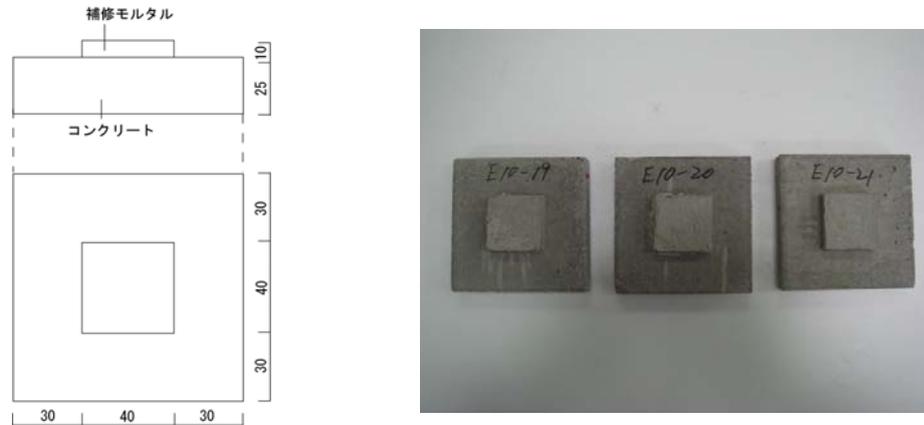


図36 試験体の形状

表11 躯体モルタルの調合

Water-cement ratio (%)	Cement : Sand (By mass)	Flow (mm)	Air content (%)
50	1 : 3	159	3.5

表12 ポリマーセメントモルタルの調合

Type of polymer	Polymer-cement ratio (%)	Cement : Sand (By mass)	Water-cement ratio (%)	Defoamer (%)	Flow (mm)
NON**	0	1 : 3	50	1.0	159
EVA	10				182
VVA	10				193
PAE	10				190

** : No polymer added

3.2.3 実験方法

3.2.3.1 実験因子

試験因子は、ポリマーの有無、ポリマーの種類および加熱温度とした。ポリマーの種類は前述したエチレン・酢酸ビニル、酢酸ビニル・ベオバ・アクリルおよびポリアクリル酸エステルとし、比較用にポリマー無混和のモルタルも作製した。ポリマーセメント比は10%とした。加熱温度は、常温（20℃）を含めて、200℃、300℃、400℃、500℃、600℃および800℃の7水準とした。

3.2.3.2 加熱方法

試験体の加熱は、プログラム機能を有した箱型電気炉を使用した。例として、図37に加熱温度200℃、400℃、600℃および800℃の加熱プログラムを示す。加熱プログラムは、昇温速度を200℃/hとし、各目標温度に到達した後は試験体の断面温度が均一になるように1時間加熱を継続した。加熱後試験体は、電気炉の中で自然に冷却し、常温になってから取り出し、試験に供した。

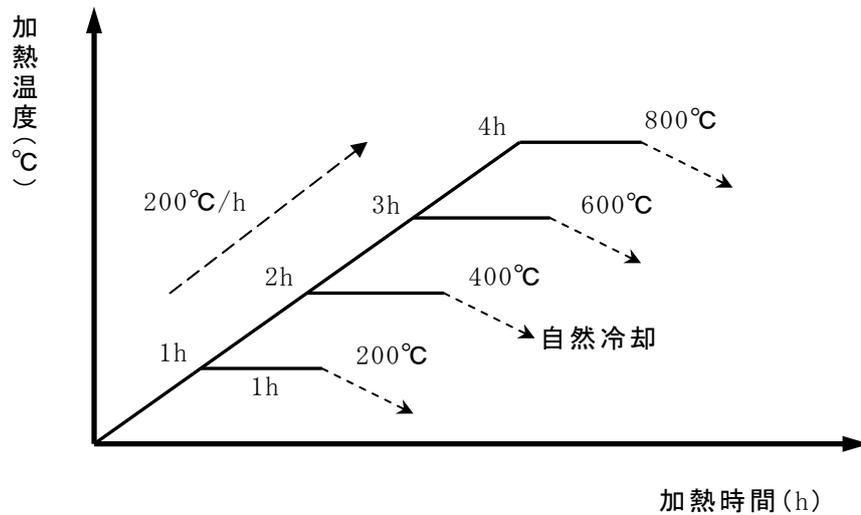


図37 加熱プログラム(1000°C)

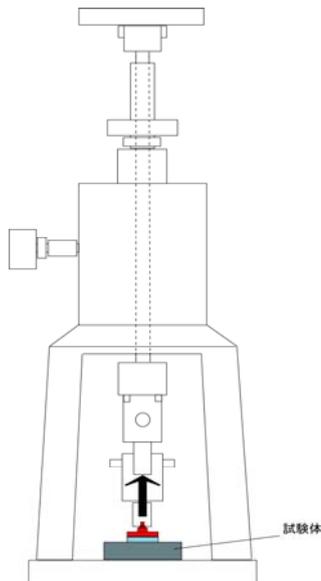


図38 試験装置

3.2.3.3 付着実験方法

建研（独立行政法人建築研究所）式引張付着試験を行った。図38に試験装置を示す。試験する前ポリマーセメントモルタル表面は面外方向へ垂直引張荷重が作用するように紙やすりで平滑にし、接着ボンドで治具に接着させた。また、十分にボンドを固化させるために一日乾燥させた上で試験を行った。

3.2.4 実験結果および考察

表13に各加熱温度における試験体の引張付着強度を示す。ポリマーを含有したポリマーセメントモルタルは普通モルタルに比べ躯体モルタルに対する高い付着強度を示し、ポリマーの種類により引張付着強度の違いが見られた。

図39に加熱温度と引張付着強度残存比（常温時の引張付着強度に対する各加熱温度における引張付着強度の比）の関係を示す。普通モルタルは、加熱温度の上昇とともに、400℃まで急激な低下を示し、その後、ほぼ一定な数値を示している。EVAモルタルおよびVVAモルタルは、加熱温度200℃で引張付着強度残存比が0.1程度になり、300℃以上では引張付着強度をほぼ失う。同温度領域において、その付着強度低下率は普通モルタルの低下に比較して大きい。これは加熱温度200℃程度からポリマーセメントモルタル中のポリマーが熱分解、燃焼[5]により、ポリマーセメントモルタルと躯体モルタルの界面にひび割れが発生し、付着面積にも減少した原因と考えられる。また、加熱温度200℃以上では、ポリマーセメントモルタルの付着力は無くなり、火災加熱を受ける時に躯体との一体性に影響をおよぼす可能性があると考えられる。PAEモルタルの引張付着強度残存比は、加熱温度200℃で約0.9、400℃で約0.5、600℃で約0.1、800℃で約0.1、同温度領域において他のモルタルより高い値を示している。これは、試験体内部のポリマーが高温で分解する時に一部分のポリマーが外に出た、一部分のポリマーが再び界面で固まり、躯体と一体になったと考えられる。

表13 各加熱温度における試験体の引張付着強度

Temperature (°C)	Bond strength (N/mm ²)			
	NON	EVA (P/C)	VVA (P/C)	PAE (P/C)
	0%	10%	10%	10%
20	0.7	1.9	2.4	2.5
200	0.3	0.3	0.3	2.2
300	0.2	0.1	0.3	1.5
400	0.1	0.0	0.6	1.3
500	0.1	0.0	0.3	1.5
600	0.1	0.0	0.2	0.7
800	0.1	0.0	0.1	0.3

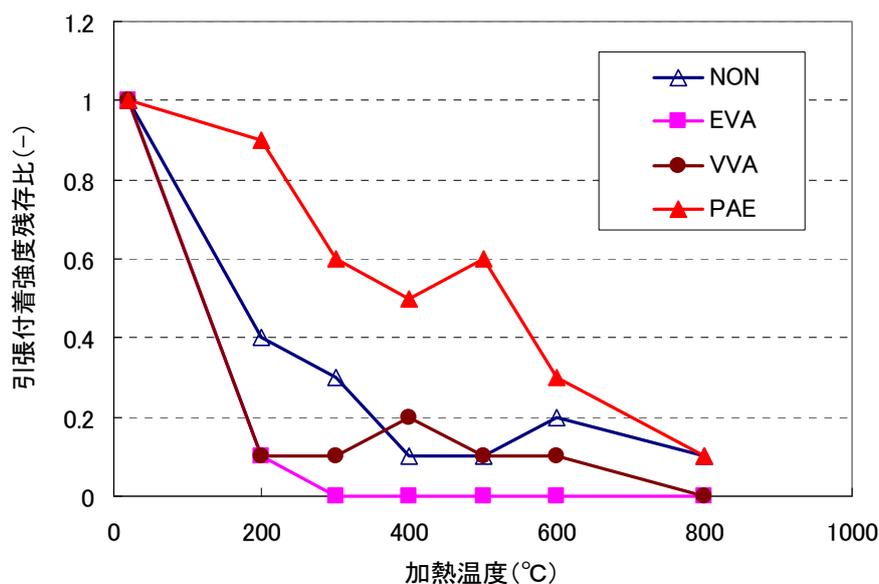


図39 加熱温度と引張付着強度残存比の関係

3.2.5 ポリマーセメントモルタルとコンクリートの付着強度の数式化

現在、現場で良く使われている補修材料のポリマーセメント比は8~12%程度である。高温加熱後の補修材料とコンクリートの付着強度予測式を提案するため、本実験で得られたポリマーセメントモルタルの引張付着強度残存比に基づき数値分析を行った。図40に引張付着強度残存比の数値分析結果を示す。また、本実験の結果によるEVA補修モルタルおよびVVA補修モルタルの加熱温度と引張付着強度残存比の関係の計算式を式(6)に示し、PAE補修モルタルの計算式を式(7)に示し。火災加熱を受ける補修した鉄筋コンクリート部材の有限要素解析を行う時に、本実験から提案した予測式を利用し、補修材料とコンクリートの常温時における付着強度さえ分かれば、他の温度領域の付着強度にも簡単に計算できると考えられる。

EVA補修モルタルおよびVVA補修モルタルの引張付着強度残存比：

$$\begin{aligned}
 K_{b,T} &= (-T + 220) / 200 & 20^{\circ}\text{C} \leq T \leq 200^{\circ}\text{C} \\
 K_{b,T} &= (-0.1T + 80) / 600 & 200^{\circ}\text{C} \leq T \leq 800^{\circ}\text{C} \\
 K_{b,T} &= 0 & 800^{\circ}\text{C} \leq T \leq 1000^{\circ}\text{C}
 \end{aligned} \tag{6}$$

PAE補修モルタルの引張付着強度残存比：

$$\begin{aligned}
 K_{b,T} &= (-0.9T + 798) / 780 & 20^{\circ}\text{C} \leq T \leq 800^{\circ}\text{C} \\
 K_{b,T} &= (-0.1T + 100) / 200 & 800^{\circ}\text{C} \leq T \leq 1000^{\circ}\text{C}
 \end{aligned} \tag{7}$$

高温加熱後のEVA補修モルタルおよびVVA補修モルタルの引張付着強度の計算式を式(6a)に示す。

$$\begin{aligned}
 f_{b,T} &= K_{b,T} \cdot f_{b,RT} = f_{b,RT} [(-T + 220) / 200] & 20^{\circ}\text{C} \leq T \leq 200^{\circ}\text{C} \\
 f_{b,T} &= K_{b,T} \cdot f_{b,RT} = f_{b,RT} [(-0.1T + 80) / 600] & 200^{\circ}\text{C} \leq T \leq 800^{\circ}\text{C} \\
 f_{b,T} &= 0 & 800^{\circ}\text{C} \leq T \leq 1000^{\circ}\text{C}
 \end{aligned} \tag{6a}$$

高温加熱後のPAE補修モルタルの引張付着強度の計算式を式(7b)に示す。

$$\begin{aligned}
 f_{b,T} &= K_{b,T} \cdot f_{b,RT} = f_{b,RT} [(-0.9T + 798) / 780] & 200^{\circ}\text{C} \leq T \leq 800^{\circ}\text{C} \\
 f_{b,T} &= K_{b,T} \cdot f_{b,RT} = f_{b,RT} [(-0.1T + 100) / 200] & 800^{\circ}\text{C} \leq T \leq 1000^{\circ}\text{C}
 \end{aligned} \tag{7b}$$

ここに： $K_{b,T}$ ：引張付着強度残存比 (-) $f_{b,T}$ ：温度 $T^{\circ}\text{C}$ における引張付着強度 (N/mm^2)

$f_{b,RT}$ ：常温 (20°C) における引張付着強度 (N/mm^2)

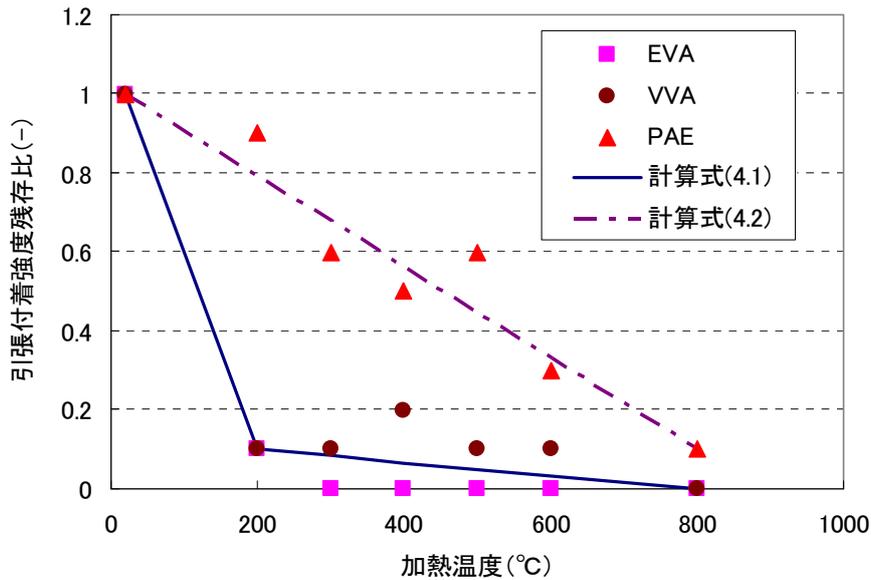


図40 引張付着強度残存比の数値分析結果

3.3 まとめ

高温加熱後の補修材料とコンクリートの付着強度を求めるため、補修材料に用いられるポリマーセメントモルタルの高温加熱後の引張付着強度試験を行った。得られた試験データを用い、数値分析を行い、加熱温度を変数とする簡易な予測式を求めた。ポリマーセメントモルタルと躯体コンクリートの高温加熱後の付着特性を実験により調べた結果、以下知見が得られた。

- (1) 高温加熱後の残存付着強度は、加熱温度が高くなるほど低下する。EVAモルタルおよびVVAモルタルの場合、加熱温度200°Cでは常温時の10%まで低下する。一方PAEモルタルの場合は、付着強度の低下が小さく、加熱温度200°Cにおいて付着強度残存比0.9を確保した。800°C加熱後の付着強度残存比は、約0.1を示した。
- (2) 高温加熱後のEVAモルタルおよびVVAモルタルの付着強度低下率は普通モルタルの低下に比較して大きい。PAEモルタルの付着強度低下率は普通モルタルの低下に比較して小さい。
- (3) 加熱温度200°Cで補修材料と躯体の付着強度が激しく低下し、火災加熱を受ける時に躯体との一体性に影響をおよぼす可能性がある。
- (4) 一般に補修材料のポリマーセメント比は8~12%程度であり、本研究で示した式によって、高温加熱を受けた補修材料とコンクリートの付着強度を推定することが可能になると考えられる。

4. 高温加熱を受けたポリマーセメントモルタルと鉄筋の付着特性に関する実験

4.1 実験の目的

補修した鉄筋コンクリート構造部材の構造性能に関し界面付着特性を考慮した解析で評価するときに、基本的な物性値として鉄筋、躯体コンクリートおよび補修材料の物性に加え、躯体コンクリートと鉄筋間、躯体コンクリートと補修材料間および補修材料と鉄筋間それぞれの界面付着特性を求める必要がある。有限要素解析を行う場合は、各材料間の付着性状を再現するために付着要素を設けることでより精緻なシミュレーションを行える。構成則としては強度と弾性係数が最も重要な物性値と言われる。

補修した実大建築構造部材の载荷加熱試験の実施は困難であり、火災加熱後の残存耐力は解析的研究による解明が必要と考えられる[10]。そのためには、補修材料と鉄筋が高温にさらされた場合の付着特性に関する研究が、一つ重要な課題と考えられる。常温時ににおける補修材料と鉄筋の付着特性に関する研究が見られ[16]、高温加熱を受ける補修材料と鉄筋の付着性状に関するデータおよび報告は見あたらない。

そこで本実験では、有限要素解析に用いる補修材料と鉄筋の付着要素の構成則を構築することを目的とした。現場で良く使用されるポリマーを用い、ポリマーセメントモルタルを作製し、高温加熱を受けたポリマーセメントモルタルと鉄筋の引き抜き試験を行い、ポリマーセメントモルタルと鉄筋の付着性状の温度依存性について検討し、考察した。また、実験で得られた結果に基づき数式化を行い、高温加熱後の補修材料と鉄筋の付着強度予測式を提案する。

4.2 引き抜き付着実験

4.2.1 使用材料

(1) セメント

セメントは、JIS R 5210（ポルトランドセメント）に規定する普通ポルトランドセメントを使用した。

(2) 細骨材

細骨材は、JIS A 5308（レディーミクストコンクリート）付属書1を満たす大井川川砂を使用した。

(3) セメント混和用再乳化形粉末樹脂

セメント混和用再乳化形粉末樹脂は、JIS A 6203（セメント混和用ポリマーディスパージョン及び再乳化形粉末樹脂）に規定するエチレン・酢酸ビニル（略称：EVA）、酢酸ビニル・ベオバ・アクリル（略称：VVA）およびポリアクリル酸エステル（略称：PAE）を使用した。なお、再乳化形粉末樹脂には、粉末樹脂に対して消泡剤が1%添加されている。

(4) 鉄筋

鉄筋は、SD345AのD16を使用した。表14に鉄筋の試験結果を示す。

表14 鉄筋の試験結果

鉄筋種類	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (KN/mm ²)
D16	374	558	185

4.2.2 試験体の作製

図41に試験体形状を示す。試験体は、一辺が100mm立方体状のポリマーセメントモルタル中央に鉄筋D16を定着筋として埋め込んだ。鉄筋とポリマーセメントモルタルの付着区間は試験体の自由端側に設け、長さは64mm（鉄筋径の4倍）とした。また、試験体の両端側には端部からの局所応力が付着性状に与える影響を緩和するためにボンドフリー部分にその上下12mmの部分に耐熱アルミテープを巻くことで設けた。また、鉄筋を拘束するため、型枠にスパイラル筋を試験体の中央部分に設置した。JIS A 1171（実験室におけるポリマーセメントモルタルの作り方）を参考に、表15に示す調合で、ポリマーセメントモルタルを練混ぜ、寸法100×100×100(mm)に成形した後、2日間湿空（20℃，90%RH），5日間水中（20℃）養生し、31日間乾燥（20℃，60%RH）養生を行った。また、試験の前に、各試験体を60℃の乾燥炉内で3日間乾燥し、さらに室温まで冷却した。各試験体の含水率は2.0～3.0%の範囲にあった。なお、試験体個数は各水準3体とした。

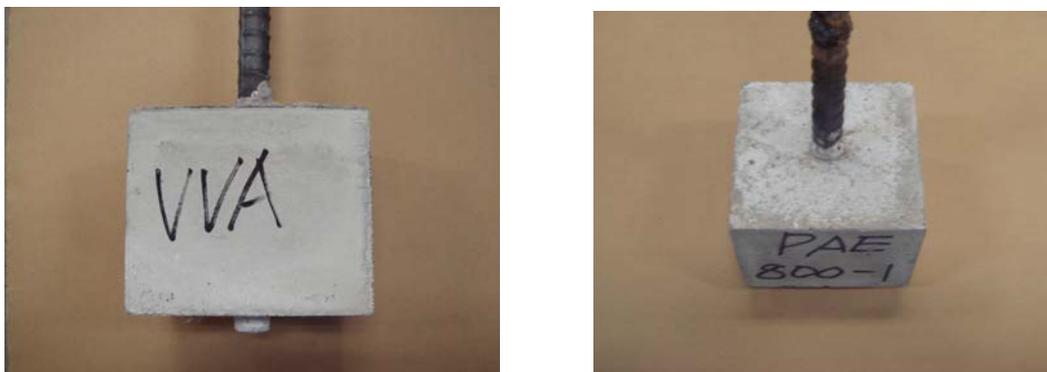


図41 試験体形状

表15 ポリマーセメントモルタルの調合

Type of polymer	Polymer-cement ratio (%)	Cement : Sand (By mass)	Water-cement ratio (%)	Defoamer (%)	Flow (mm)
NON**	0	1 : 3	50	1.0	159
EVA	10				182
VVA	10				193
PAE	10				190

** : No polymer added

4.2.3 実験方法

4.2.3.1 実験因子

試験因子は、ポリマーの有無、ポリマーの種類および加熱温度とした。ポリマーの種類は前述したエチレン・酢酸ビニル、酢酸ビニル・ベオバ・アクリルおよびポリアクリル酸エステルとし、比較のためポリマー無混和のモルタルも作製した。ポリマーセメント比は10%とした。加熱温度は、常温（20℃）を含めて、200℃，400℃，600℃，800℃および1000℃の6水準とした。

4.2.3.2 加熱方法

試験体の加熱は、プログラム機能を有した箱型電気炉を使用した。加熱プログラムは、昇温速度を200℃/hとし、各目標温度に到達した後は試験体の断面温度が均一になるように2～5時間加熱を継続した。具体的には、加熱温度200℃で5時間、それ以上の加熱温度では2時間を保持した[17]。加熱後試験体は、電気炉の中で自然に冷却し、常温になってから取り出し、試験に供した。

4.2.3.3 引き抜き付着試験方法

図42に試験様子を示すような引き抜き付着試験を行った。引き抜き試験にあたっては、「引き抜き試験による鉄筋とコンクリートの付着強度試験方法(案)」[18]を参考にした。鉄筋を引張ながらロードセルによって荷重、変位計によって自由端のすべりおよびモルタル自身の変形、試験体全体の変位を測定した。球座と試験体の間にゴム板を設置することで試験体表面の凹凸の影響を少なくし、また鉄筋を垂直に荷重がかかるようにした。



図42 試験の様子

4.2.4 実験結果および考察

表16に各加熱温度におけるモルタルと鉄筋の付着強度を示す。ポリマーセメントモルタルと鉄筋の付着強度は普通モルタルと鉄筋の付着強度より若干低い。

表16 各加熱温度におけるモルタルと鉄筋の付着強度

Temperature (°C)	Bond strength (N/mm ²)			
	NON (P/C=0%)	EVA (P/C=10%)	VVA (P/C=10%)	PAE (P/C=10%)
20	11.3	10.9	10.8	10.8
200	13.9	11.0	12.6	10.8
400	11.2	9.3	9.7	7.9
600	8.1	6.8	7.1	5.3
800	6.8	4.4	4.7	4.7
1000	6.3	4.2	3.9	4.1

図43に加熱温度と付着強度残存比（常温時の付着強度に対する各加熱温度における付着強度の比）の関係を示す。各温度領域において、ポリマーセメントモルタルの付着強度低下率は普通モルタルの低下に比較して大きい。これは、加熱温度の増加とともにポリマーセメントモルタル内部のポリマーの熱分解・燃焼により試験体内部のひび割れの増加、

付着界面組織破壊などによるものと考えられる。加熱温度200℃までは普通モルタルと同様、VVAモルタルは若干大きな増加を示し、200℃以上では直線的な低下を示している。EVAモルタルおよびPAEモルタルは加熱温度200℃から低下し始め、800℃までは急激な低下を示し、その後緩やかな低下を示している。加熱温度400℃では、VVAモルタル約0.9、EVAモルタル約0.9、PAEモルタル約0.7であり、600℃では、VVAモルタル約0.7、EVAモルタル約0.6、PAEモルタル約0.5である。ポリマーの種類によってポリマーセメントモルタルと鉄筋の付着残存比の違いが見られた理由として、高温加熱後のポリマーセメントモルタルの強度の影響が考えられる。つまり、高温加熱を受けたポリマーセメントモルタルの強度低下の違いは異形鉄筋との機械的噛み合い力に影響する。

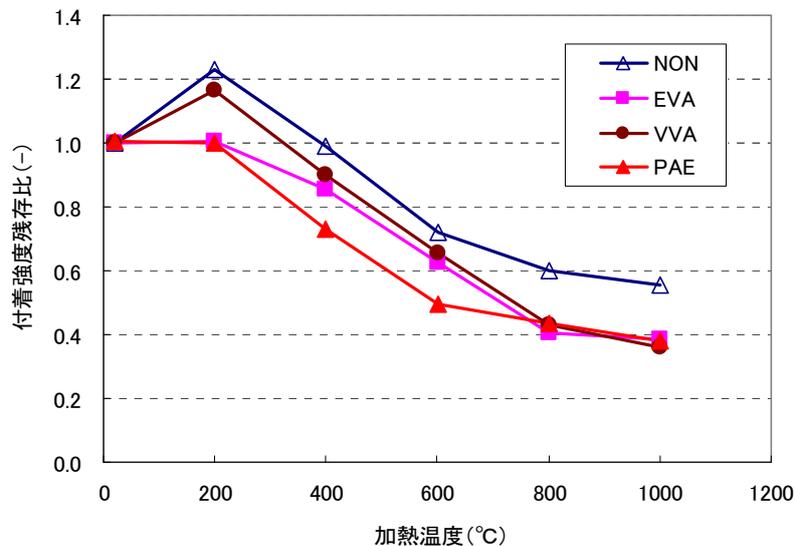


図43 加熱温度と付着強度残存比の関係

4.2.5 ポリマーセメントモルタルと鉄筋の付着強度の数式化

現在、現場で良く使われている補修材料のポリマーセメント比は8~12%程度である。高温加熱後の補修材料と鉄筋の付着強度予測式を提案するため、本実験で得られたポリマーセメントモルタルと鉄筋の付着強度残存比について数値分析を行った。図44に付着強度残存比の数値分析結果を示す。また、本実験の結果によるポリマーセメントモルタルの加熱温度と付着強度残存比の関係を式(8)~(16)に示す。火災加熱を受ける補修した鉄筋コンクリート部材の有限要素解析を行う時に、本実験から提案した予測式を利用して、常温時における補修材料と鉄筋の付着強度さえ分かれば、他の温度領域の付着強度にも簡単に計算できると考えられる。

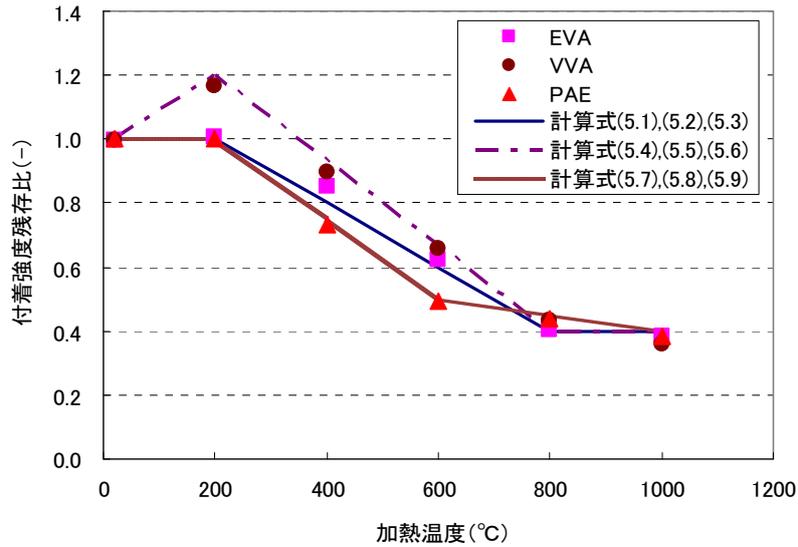


図44 付着強度残存比の数値分析結果

EVA補修モルタルと鉄筋の付着強度残存比：

$$K_{b,T} = 1.0 \quad 20^{\circ}\text{C} \leq T \leq 200^{\circ}\text{C} \quad (8)$$

$$K_{b,T} = -0.1(T/100) + 1.2 \quad 200^{\circ}\text{C} \leq T \leq 800^{\circ}\text{C} \quad (9)$$

$$K_{b,T} = 0.4 \quad 800^{\circ}\text{C} \leq T \leq 1000^{\circ}\text{C} \quad (10)$$

VVA補修モルタルと鉄筋の付着強度残存比：

$$K_{b,T} = (T + 880)/900 \quad 20^{\circ}\text{C} \leq T \leq 200^{\circ}\text{C} \quad (11)$$

$$K_{b,T} = (-T + 1100)/750 \quad 200^{\circ}\text{C} \leq T \leq 800^{\circ}\text{C} \quad (12)$$

$$K_{b,T} = 0.4 \quad 800^{\circ}\text{C} \leq T \leq 1000^{\circ}\text{C} \quad (13)$$

PAE補修モルタルと鉄筋の付着強度残存比：

$$K_{b,T} = 1.0 \quad 20^{\circ}\text{C} \leq T \leq 200^{\circ}\text{C} \quad (14)$$

$$K_{b,T} = -0.125(T/100) + 1.25 \quad 200^{\circ}\text{C} \leq T \leq 600^{\circ}\text{C} \quad (15)$$

$$K_{b,T} = -0.025(T/100) + 0.65 \quad 600^{\circ}\text{C} \leq T \leq 1000^{\circ}\text{C} \quad (16)$$

高温加熱後のEVA補修モルタルと鉄筋の付着強度の計算式を式 (a) と (c) に示す。

$$f_{b,T} = f_{b,T} \quad 20^{\circ}\text{C} \leq T \leq 200^{\circ}\text{C} \quad (8a)$$

$$f_{b,T} = K_{b,T} \cdot f_{b,RT} = f_{b,RT} [-0.1(T/100) + 1.2] \quad 200^{\circ}\text{C} \leq T \leq 800^{\circ}\text{C} \quad (9b)$$

$$f_{b,T} = K_{b,T} \cdot f_{b,RT} = 0.4f_{b,RT} \quad 800^{\circ}\text{C} \leq T \leq 1000^{\circ}\text{C} \quad (10c)$$

高温加熱後のVVA補修モルタルと鉄筋の付着強度の計算式を式 (d) と (f) に示す。

$$f_{b,T} = K_{b,T} \cdot f_{b,RT} = f_{b,RT} [(T + 880)/900] \quad 20^{\circ}\text{C} \leq T \leq 200^{\circ}\text{C} \quad (11d)$$

$$f_{b,T} = K_{b,T} \cdot f_{b,RT} = f_{b,RT} [(-T + 1100)/750] \quad 200^{\circ}\text{C} \leq T \leq 800^{\circ}\text{C} \quad (12e)$$

$$f_{b,T} = K_{b,T} \cdot f_{b,RT} = 0.4f_{b,RT} \quad 800^{\circ}\text{C} \leq T \leq 1000^{\circ}\text{C} \quad (13f)$$

高温加熱後のPAE補修モルタルと鉄筋の付着強度の計算式を式 (g) と (i) に示す。

$$f_{b,T} = f_{b,T} \quad 20^{\circ}\text{C} \leq T \leq 200^{\circ}\text{C} \quad (14g)$$

$$f_{b,T} = K_{b,T} \cdot f_{b,RT} = f_{b,RT} [-0.125(T/100) + 1.25] \quad 200^{\circ}\text{C} \leq T \leq 600^{\circ}\text{C} \quad (15h)$$

$$f_{b,T} = K_{b,T} \cdot f_{b,RT} = f_{b,RT} [-0.025(T/100) + 0.65] \quad 600^{\circ}\text{C} \leq T \leq 1000^{\circ}\text{C} \quad (16i)$$

ここに： $K_{b,T}$: 引張付着強度残存比 (-) $f_{b,T}$: 温度 $T^{\circ}\text{C}$ における引張付着強度 (N/mm^2)

$f_{b,RT}$: 常温 (20°C) における引張付着強度 (N/mm^2)

4.3 まとめ

高温加熱後の補修材料と鉄筋の付着構成則を求めるため、補修材料に用いられるポリマーセメントモルタルと鉄筋の高温加熱後の引抜き付着試験を行った。得られた実験データを用い、数値分析を行い、加熱温度を変数とする簡易な予測式を求めた。ポリマーセメントモルタルと鉄筋の高温加熱後の付着特性を実験により調べた結果、以下知見が得られた。

- (1) 高温加熱後の残存付着強度は、VVAモルタルの場合、加熱温度 200°C まで若干増加し、 200°C 以上では他のモルタルと同様、加熱温度の上昇とともに直線的に低下する。
- (2) 高温加熱後のポリマーセメントモルタルと鉄筋の付着強度低下率は普通モルタルの低下に比較して大きい。
- (3) 高温加熱後のポリマーセメントモルタルと鉄筋の付着強度残存比は、加熱温度 400°C で $0.7 \sim 0.9$ 、 600°C で $0.5 \sim 0.7$ 、 1000°C で約 0.4 を示した。また、VVAモルタル > EVAモルタル > PAEモルタルの順に小さくなる。
- (4) 一般に補修材料のポリマーセメント比は $8 \sim 12\%$ 程度であり、本研究で示した式によって、高温加熱を受けた補修材料と鉄筋の付着強度を推定することが可能になると考えられる。

5. 高温加熱を受けるポリマーセメントモルタルの熱特性に関する実験

5.1 実験の目的

熱伝導率は、物体内部を流れる熱の速さを表す値であり、内部の等温面積を通過して単位時間に垂直に流れる熱量と、この方向における温度勾配の比率である。コンクリートの熱伝導率は構成される材料の熱伝導率によって決まり、骨材種類、セメントの種類、調合方法、試験時の含水量、空隙率、外気温度などによって影響される。原田[19]の研究では、コンクリートの熱伝導率は、温度上昇とともに急激に減少し、700℃程度では、常温における値の5割程度になると報告している。また、土井ら^[20]の研究では、500℃程度までは普通強度のコンクリートに比較して、高強度コンクリートの熱伝導率が大きな値を示した。また、加熱温度が高くなるにつれて、ほぼ直線的に小さくなり、常温時の3割程度まで小さくなることを報告している。

火災時における補修した鉄筋コンクリート構造部材の断面温度分布を予測するためには、コンクリートおよび補修材料の高温環境下での熱特性を把握することが重要であるが、補修材料についての知見は十分得られていない。そこで本実験では、3種類のポリマーを用いたポリマーセメントモルタルを作製し、その高温加熱後の熱伝導率測定試験を行い、ポリマーセメントモルタルの熱伝導率の温度依存性について検討し、考察した。また、実験で得られた結果に基づく回帰分析を行い、高温時における補修材料の熱伝導率の予測式を提案する。

5.2 熱伝導率の測定

5.2.1 使用材料

(1) セメント

セメントは、JIS R 5210（ポルトランドセメント）に規定する普通ポルトランドセメントを使用した。

(2) 細骨材

細骨材は、JIS A 5308（レディーミクストコンクリート）付属書1を満たす大井川産水系陸砂を使用した。

(3) セメント混和用ポリマー

セメント混和用ポリマーは、JIS A 6203（セメント混和用ポリマーディスパーション及び再乳化形粉末樹脂）に規定するエチレン・酢酸ビニル（略称：EVA）、酢酸ビニル・ベオバ・アクリル（略称：VVA）およびポリアクリル酸エステル（略称：PAE）を使用した。なお、再乳化形粉末樹脂には、粉末樹脂に対して消泡剤が1%添加されている。

5.2.2 試験体の作製

JIS A 1171（実験室におけるポリマーセメントモルタルの作り方）を参考に、表17に示す調合で、ポリマーセメントモルタルを練混ぜ、寸法100×100×400(mm)に成形した後、2日間湿空（20℃、90%RH）、5日間水中（20℃）養生して寸法100×100×40(mm)の試験体に切断し、21日間気中（20℃、60%RH）養生を行った。

表17 ポリマーセメントモルタルの調合

Type of polymer	Polymer-cement ratio (%)	Cement : Sand (By mass)	Water-cement ratio (%)	Defoamer (%)	Flow (mm)
NON**	0	1 : 3	50	1.0	151
EVA	10				199
VVA	10				192
PAE	10				188

** : No polymer added

5.2.3 実験方法

5.2.3.1 実験因子

試験因子は、ポリマーの有無・種類、含水率および加熱温度とした。ポリマーの種類は前述した3種類とし、比較用にポリマー無混和のモルタルを作製した。含水率は、0% (105℃で絶乾乾燥)、1.5~2.1% (60℃で強制乾燥) および5.3~5.8% (20℃で自然乾燥) の範囲内に調整した。加熱温度は、常温 (20℃) を含めて、200℃、400℃、600℃、800℃および1000℃の6水準とした。

5.2.3.2 加熱方法

試験体の加熱は、プログラム機能を有した箱型電気炉を使用した。加熱プログラムは、図45に示すように昇温速度を200℃/hとし、各目標温度に到達した後は試験体の断面温度が均一になるように2時間加熱を継続した。加熱後試験体は、電気炉の中で自然に冷却し、常温になってから取り出し、試験に供した。

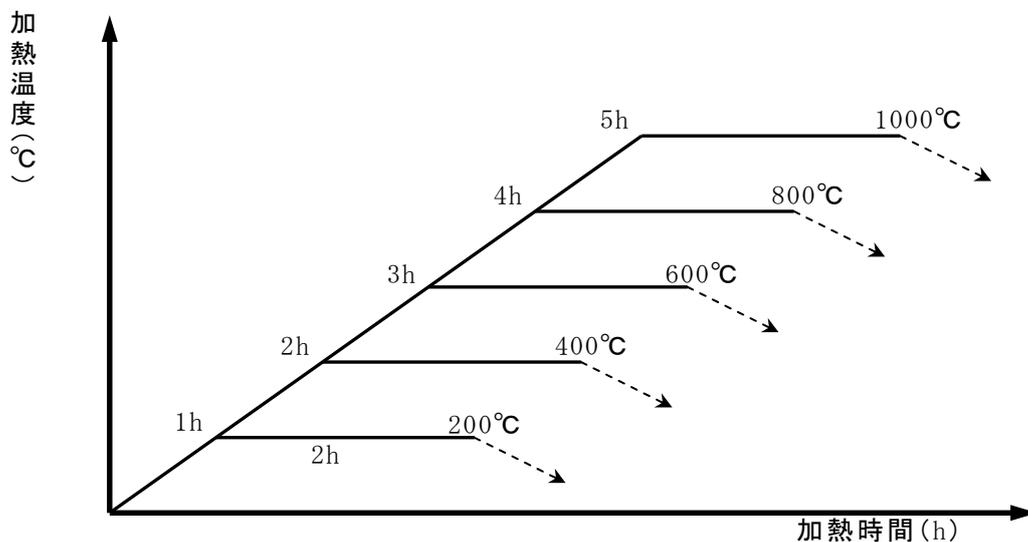


図45 加熱プログラム

5.2.3.3 熱伝導率の測定方法

図46に実験の様子を示すように、加熱線および熱電対を試験体中央部に位置した。なお、加熱線は特殊圧延ニクロム線を熱電対は径0.3mmのクロメルアルメルをそれぞれ使用した。

前述のように所定時間試験体を高温加熱し、常温になるまで冷却した後、各試験体の熱伝導率を測定した。

測定原理および熱伝導率の計算：

加熱線に電流を流すと、ジュールの法則に従って I^2R の熱を発生し、試験体の温度を上昇する。加熱線で発生した熱は、熱線のまわりにシリンドリカルな温度場を作り、このときの加熱線の温度は式（17）に従って試験体の熱伝導率に関係しながら上昇する。

$$T = A(I^2R/\lambda) \times \text{Ln}(r^2/t + B) \quad (17)$$

ここに、 T ：加熱線の温度（℃）， I ：加熱線に流した電流値（A）， R ：加熱線の電気抵抗（Ω）， r ：加熱線の半径（cm）， t ：加熱時間（Sec）， A, B ：定数通電加熱中の時間 t_1, t_2 に対して、それぞれの温度を T_1, T_2 とすると式（18）となる。

$$T_2 - T_1 = \Delta T = (I^2R/4\pi\lambda) \times \text{Ln}(t_2/t_1) \quad (18)$$

式（19）より温度上昇量 ΔT に対して、加熱時間比の自然対数値 $\text{Ln}t$ をプロットして得られる曲線の勾配から熱伝導率 λ を求める。

$$\lambda = I^2R/(4\pi\Delta T) \times \text{Ln}(t_2/t_1) \quad (19)$$

しかし、上式が誘導される過程において、線の半径がゼロで、無限大の媒質中に無限長さの理想的熱源が置かれているとした仮定と、式を簡単にするための省略が行われた。また熱流の影響が考慮されていないので、補正する必要がある。

測定する時に試験体の放熱による測定誤差 t_0 が生じる。このため式中の t_1 および t_2 から測定誤差 t_0 を差引いて、単位を工学単位に換算した式から熱伝導率を求めた[21]。

$$\lambda = [0.1576R_0(1+m\theta)] \times dE/d\theta \times I^2 \times [d \log(t-t_0)/dE] \quad (20)$$

ここに、 R_0 ：0℃における熱電対の抵抗（Ω/m）， m ：熱電対の温度係数， θ ：加熱線の測定時平均温度（℃）， $dE/d\theta$ ：熱電対の発電能力（mV/℃）， I ：加熱電流（A）， $d \log(t-t_0)/dE$ ： $\log(t-t_0) \sim E$ 関係をプロットした直線の勾配

5.2.4 実験結果および考察

図46に試験体の含水率と熱伝導率の関係を示す。ポリマーの有無にかかわらず、含水率の増加とともに、試験体の熱伝導率が直線的な増加を示している。このことから、試験体中の水分が多いほど、表面から内部まで温度が伝わりやすいことがわかる。

図47に試験体の加熱温度と熱伝導率の関係を示す。また、式（21）、式（22）にユーロコード[22]に示されるコンクリートの熱伝導率の上限値および下限値を示す。各水準の試験体熱伝導率は加熱温度が高くなるにつれて小さくなる傾向を示している。普通モルタルは加熱温度にかかわらず、式（21）および式（22）に示されるコンクリートの熱伝導率の範囲内である。ポリマーセメントモルタルは、常温（20℃）ではユーロコードの範囲内であるが、加熱温度200℃で急激に熱伝導率が低下し、ユーロコードの下限値より小さな値を

示している。加熱温度200℃以上においても、ユーロコードの下限値より若干小さな値を示している。これは、200℃付近からポリマーが熱分解し[5]、ポリマーセメントモルタルの空隙率が普通モルタルおよびコンクリートより大きくなったからであると推察される。また、EVAおよびPAEはほぼ同じ熱伝導率を示し、VVAが他の種類のポリマーより小さな結果となった。

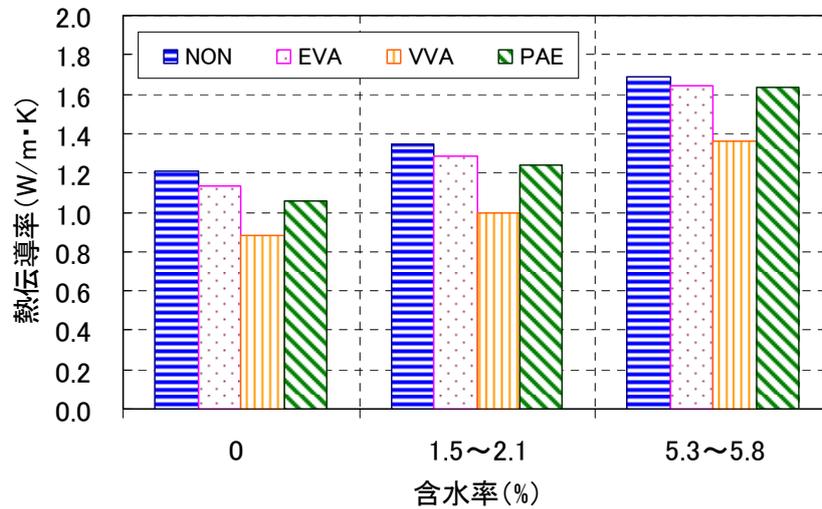


図46 含水率と熱伝導率の関係

$$\lambda = 2 - 0.2451 \times (T/100) + 0.0107 \times (T/100)^2 \quad (21)$$

$$\lambda = 1.36 - 0.136 \times (T/100) + 0.0057 \times (T/100)^2 \quad (22)$$

ここに、 T : 加熱温度 (°C), λ : 熱伝導率 (W/m·K)

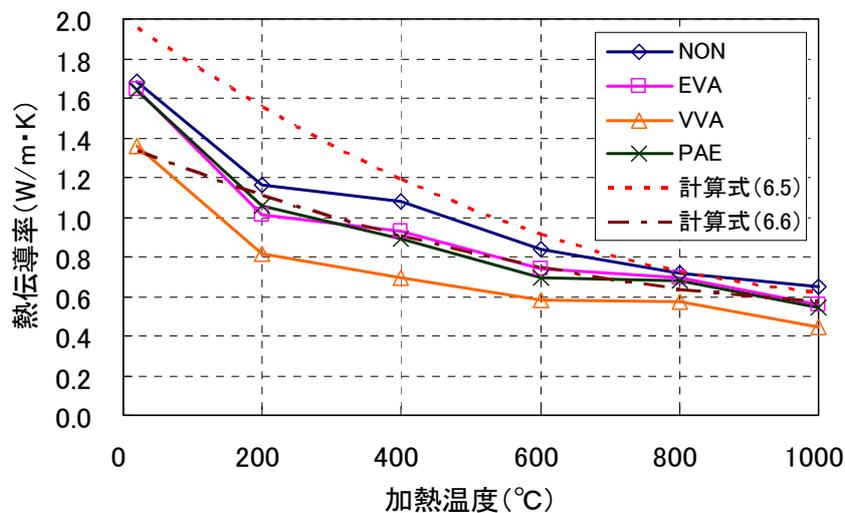


図47 加熱温度と熱伝導率の関係

5.2.5 熱伝導率の数式化

高温時における補修材料の熱伝導率の予測式を提案するため、本実験で得られたデータについて回帰分析を行った。図48に熱伝導率の回帰分析結果を示す。また、本実験の結果によるEVAおよびPAE場合の加熱温度と熱伝導率の関係の回帰式を式(23)に、VVAの場合の回帰式を式(24)に示す。計算値は実験値にほぼ一致している。火災加熱を受ける補修した鉄筋コンクリート部材の内部温度シミュレーションを行う時に、本実験から提案した予測式を用いると、簡単に重要な物性値である補修材料の熱伝導率の決定はでき、実用的なものであると考えられる。

$$\lambda = -0.2675 \times \ln(T) + 2.4518 \quad (23)$$

$$\lambda = -0.2238 \times \ln(T) + 2.0228 \quad (24)$$

ここに、 T : 加熱温度 (°C) , λ : 熱伝導率 (W/m・K)

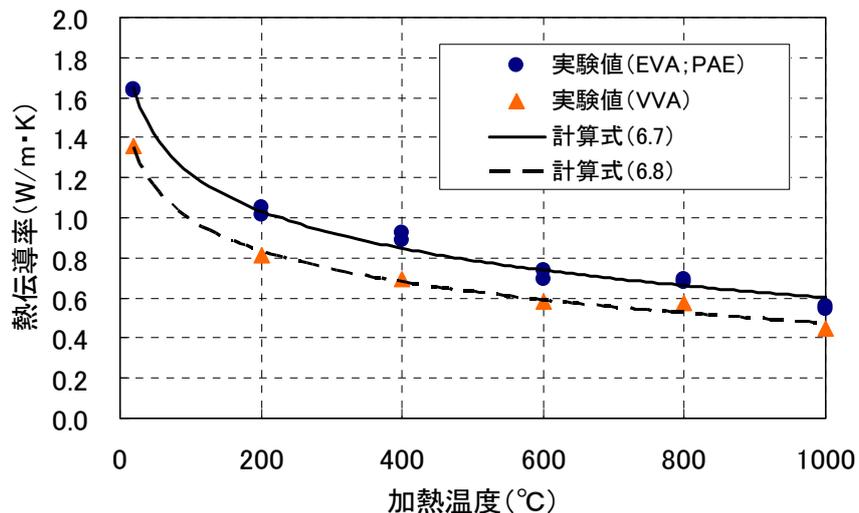


図48 熱伝導率の回帰分析結果

5.3 まとめ

高温時における補修材料の熱伝導率を求めるため、熱線法に基づいたポリマーセメントモルタルの熱伝導率の測定を行った。得られたデータを用い、回帰分析を行い、加熱温度を変数とする簡易な予測式を求めた。高温加熱を受けたポリマーセメントモルタルの熱伝導率測定試験より、以下の知見が得られた。

- (1) 熱伝導率は、加熱温度が高くなるにつれて、小さくなる。また、ポリマーの種類に依存し、普通モルタルおよびコンクリートより小さい値となる。
- (2) 一般に補修材料のポリマーセメント比は8~12%程度であり、本研究で示した式によって、補修材料の熱伝導率を推定することが可能になると考えられる。

参考文献

- [1] 王徳東, 野口貴文他: ポリマーセメントモルタルの高温加熱後の曲げ強さ及び圧縮強さ性状, 日本火災学会発表会概要集, pp.30-33, 2006
- [2] 大濱嘉彦他: ポリマーセメントモルタルの難燃性, コンクリート工学年次論文集, Vol.2, pp.253-256, 1980
- [3] Y. Ohama, S. Suzuki, et al.,. Incombustibility of Polymer-Modified Mortars, Proceedings of the Third International Congress on Polymers in Concrete Vol.1, Koriyama, Japan, pp.222-233, 1982.2
- [4] 一瀬賢一,長尾覚博:高温加熱を受けた高強度コンクリートの力学的性質に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第541号, pp.23-30, 2001.3
- [5] 王徳東, 野口貴文, 下山淳一: 高温加熱下におけるセメント混和用再乳化形粉末樹脂の挙動, 第44回燃焼シンポジウム講演論文集, pp.410-411, 2006.12
- [6] Jianzhuang, Xiao and H. Falkner: On residual strength of high-performance concrete with and without polypropylene fibres at elevated temperatures, Fire Safety Journal, Vol.41, No.2, pp115-121, 2006.3
- [7] 安部武雄ほか: 高温度における高強度コンクリートの力学的特性に関する基礎的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第515号, pp.163-168, 1999.1
- [8] 一瀬賢一, 長尾覚博, 川口徹: 高温加熱状態における高強度コンクリートの力学的性質に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第557号, pp.23-28, 2002.7
- [9] U. シュナイダー著: コンクリートの熱的性質, 技報堂, 1983.12
- [10] 王徳東, 野口貴文, 濱崎仁, 朴同天: 高温を受けた補修材料の残存強度, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, pp.30-33, 2008.7
- [11] P. J. Robins, S. A. Austin: A unified failure envelop from the evolution of concrete repair bond stress, Magazine of Concrete Research, Vol.47, No.170, pp57-68, 1995.3
- [12] 朴同天, 兼松学, 野口貴文: 垂直-せん断荷重を受ける断面修復材の付着強度に関する研究, 日本コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.1, pp.1761-1766, 2004
- [13] M. Wakasugi, T. Yamamoto, K. Osaki: Adhesive property of polymer-modified cement mortar with redispersible polymer powders, Cem. Sci and Conc. Technology 51(1997) 900-905
- [14] T. Yamamoto, M. Wakasugi, K. Osaki: Adhesive strength of modified cement mortar with redispersible polymer powders, Cem. Sci and Conc. Technology 52(1998) 400-405
- [15] H. Sakakibara, S. Ando, et al.: Effects of treatments of Concrete Substrates on Adhesive Strength of Polymer-Modified Mortars, J. Soc. Mat. Sci. Japan, 52, No.9 (2003) 1082-1088
- [16] 米田信年, 野口貴文, 朴同天, 濱崎仁: 補修モルタルと鉄筋の付着特性に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, pp.847-852, 2007.7
- [17] 松戸正士, 西田浩和, 片寄哲務: 高温加熱後の超強度コンクリートの力学的性質に関する実験的研究(引き抜き型付着試験による付着試験), 日本建築学会年度大会学術講演梗概集, pp.13-14, 2006.9
- [18] 村田二郎: 引抜き試験による鉄筋とコンクリートとの付着強度試験方法(案), コンクリート工学, Vol.23, No.3, pp.30-33, 2008.7

- [19] 原田有：高温度におけるセメントモルタル及びコンクリートの熱伝導率の変化，日本建築学会研究報告，No. 24， pp. 1-8， 1952
- [20] 土井文好，太田福男，齊藤辰彦：超高強度コンクリートの熱的性質に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.15， No.1， pp.625-630， 1993
- [21] 熱伝導率計，京都電子工業株式会社， pp.1-151， 1992
- [22] EUROCODE2. Design of concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design.

③ RC部材の補修後力学性能と耐火性の実験的検討

1. 健全梁に対する断面修復工法の効果に関する研究

1.1 目的

これまでの研究で補修を施した鉄筋コンクリート部材の性能を解析によって評価する際に必要な、躯体コンクリートやPCM、鉄筋の物性に加え、それらの界面付着特性をFEMパラメトリックスタディにより求めてきた。本研究ではこれまでに求めた界面の付着特性を構造部材の解析への応用が可能であることを確認するために、実構造部材を想定した補修梁を作成し、梁試験の結果と付着特性を考慮したFEM解析結果の比較検討を行う。また、断面修復工法を用いる上で断面形状は構造耐力に直接影響を与え、さらにひび割れ劣化が生じやすいとされる界面の位置を決定するという意味で非常に重要であると考えられる。その上で、補修断面を最小にし界面を応力が集中する部分に設けるべきか、補修断面を広げ海面を応力集中の小さい部分に設けるべきかを検討するために、本実験では補修部を非対称とし、一方を等曲げ区間内に、もう一方を等曲げ区間外のせん断区間となるようにした。

1.2 実験の概要

(1) 実験因子および水準

補修に用いるポリマーはこれまでの研究に用いたVVA（酢酸ビニル・ビニルバ・サテライト）、EVA（エチレン酢酸ビニル）、PAE（ポリアクリル酸エステル）、CPAE（セルロースポリアクリル酸エステル）の四種類のうち、使用頻度の高いEVAを用い、ポリマー含有率は実際の補修現場で用いられる値を想定し10%とした。表1に実験因子および水準を示す。

表1 実験因子及び水準

実験因子	水準
ポリマーの種類	EVA
ポリマー含有率	10%

表2 補修モルタルの調合

水セメント比 (%)	調合量 (kg)			消泡剤 (g)	ポリマー含有率 (g)	モルタルフロー (cm)
	水	セメント	細骨材			EVA
50	7.5	15	45	15.0	1500	15.0

(2) 躯体コンクリートおよびPCMの調合

実験に用いた躯体コンクリートおよびPCMの調合を表2に示す。

(3) 梁試験体の作成手順

RC梁の寸法は高さ300mm、奥行き200mm、幅2400mmとした。主筋はD16鉄筋を比引張側に3本、圧縮側に2本配筋した。さらにせん断破壊を防ぐ目的でD10鉄筋15cm間隔に配筋した。作製した梁形状を図1に示す。鉄筋の性状は降伏強度、破断強度、弾性係数であった。補修試験体は鉄筋組み立て後、あらかじめスタイロを配置し、コンクリート打設から4週間後にPCMを打設した。表面はやすりをかけ、PCM打設の際に水湿し状態とした。PCM打設後は、健全試験体は、補修梁は50℃の乾燥室で6ヶ月間養生とした。

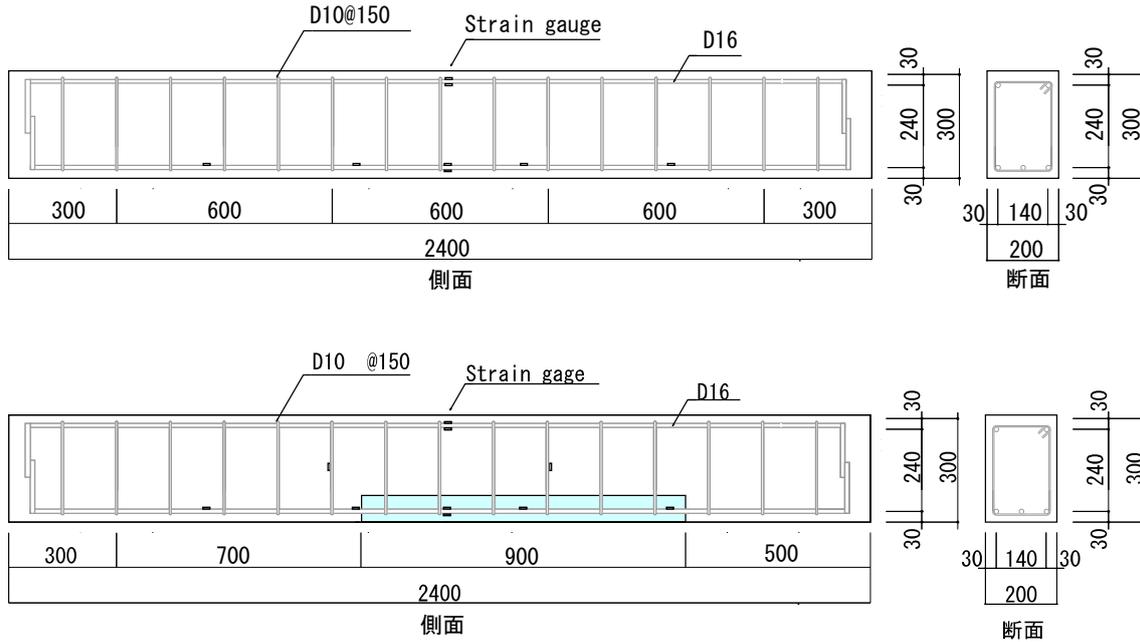


図1 試験体の形状

(4) 梁試験方法および測定項目

図2に示すような曲げ梁試験を行った。スパン長， 載荷スパンの三等分点載荷で行い， ひずみ増分毎にひび割れ進展状況， ひび割れ幅， PCMとコンクリートのずれ， 鉄筋のひずみ挙動を測定した。

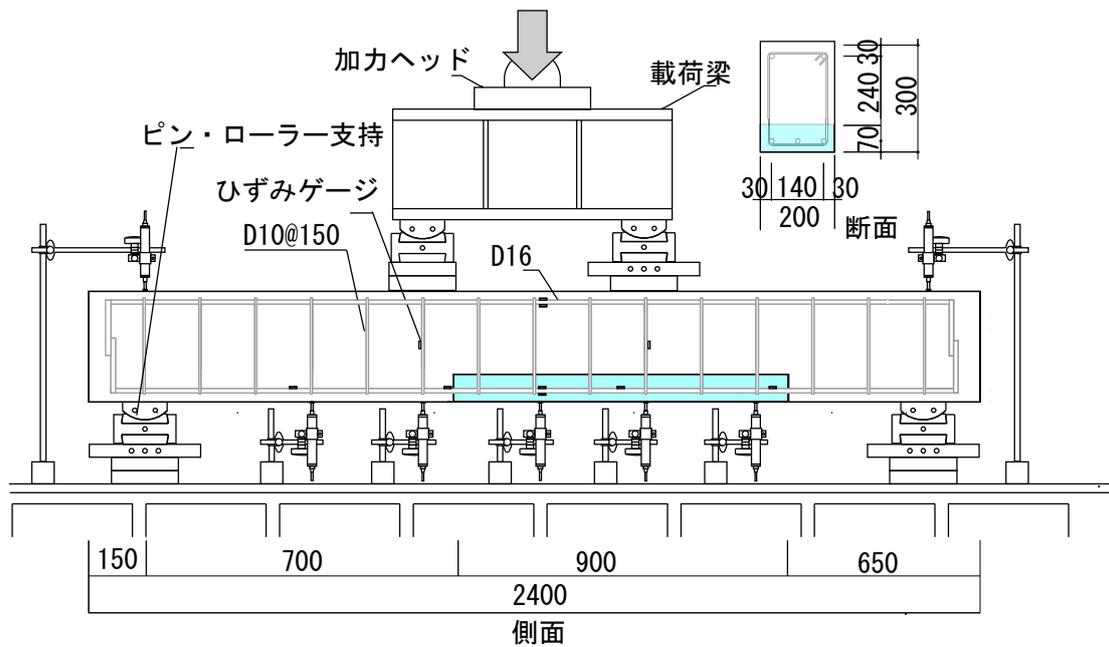


図2 試験概要および載荷概要

(5) 躯体コンクリートおよびPCMの強度試験

圧縮試験はJIS A 1108に準拠して行った。φ5×10cmのシリンダーをそれぞれ3体ずつ試験し、変位および荷重を測定しコンクリートおよびPCMの圧縮強度および弾性係数を求めた。割裂引張試験はJIS A1113に準拠して行った。φ10×20cmのシリンダーをそれぞれ3体ずつ試験し、引張強度を測定した。表3にコンクリートの物性を、表4にPCMの物性を示す。

表3 コンクリートの物性

圧縮強度	引張強度	弾性係数
(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kN/mm ²)
43.8	2.80	21.6

表4 PCMの物性

圧縮強度	引張強度	弾性係数
(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kN/mm ²)
53.2	4.09	18.9

(6) 実験結果

・荷重－変位曲線

梁中央部の荷重－変位曲線を図3に示す。破壊状況は、健全梁、補修梁ともに曲げ引張破壊であり、終局耐力および終局耐力に大きな違いは見られなかったが、終局荷重後の靱性に大きな差が見られた。また、剛性に関しては初期剛性に違いが見られ、補修梁の剛性が低くなり、同様に初期ひび割れ荷重も補修梁の方が低かった。試験初期の荷重－変位曲線を図4に示す。

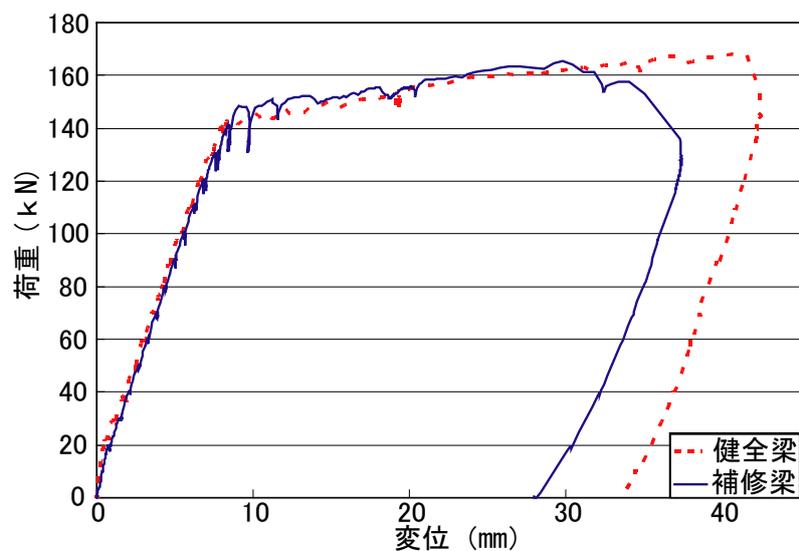


図3 荷重－変位曲線（梁中央部）

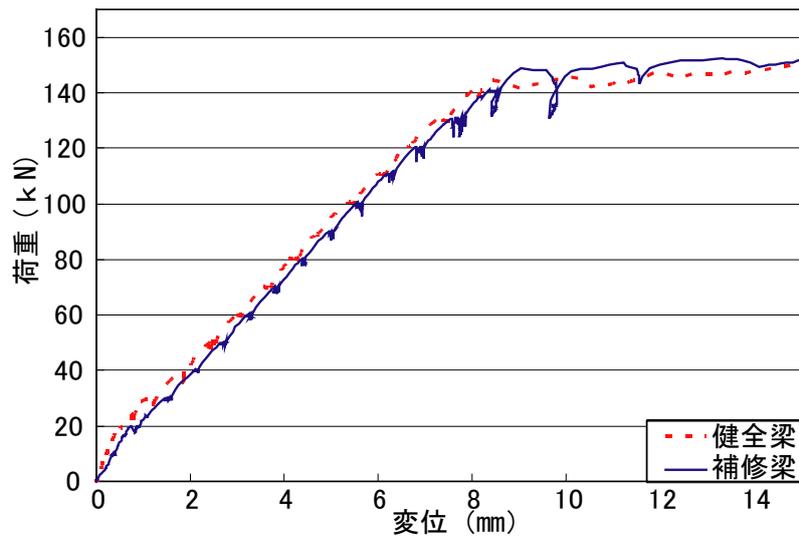


図4 荷重－変位曲線(梁中央部, 初期段階)

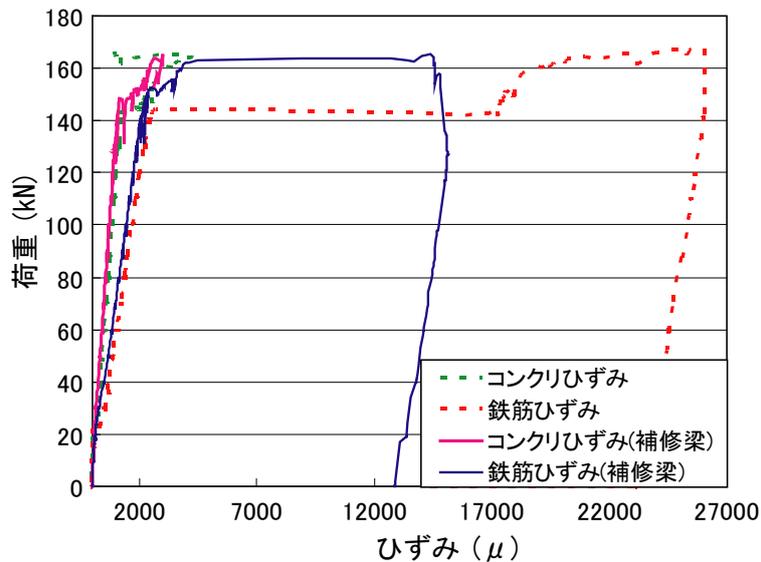


図5 荷重－ひずみ関係

・ ひび割れ図

健全梁および補修梁のひび割れ図をそれぞれ図6および図7に示す。ひび割れ性状は健全梁と補修梁で違いが見られた。まず、健全梁は等曲げ区間中央に初期ひび割れが生じ、その後等曲げ区間内に均等にひび割れが広がっていった。それに対し、補修梁は初期ひび割れが補修を施した側の等曲げ区間端に生じ、その後補修を施していない側にひび割れが集中した。補修梁でPCMの剥落は見られなかったが、界面にはひび割れが生じており、鉄筋との付着によって剥落が防がれたと考えられる。また、ひび割れ発生荷重は健全梁が23.8 kN、補修梁が13.8kNだった。

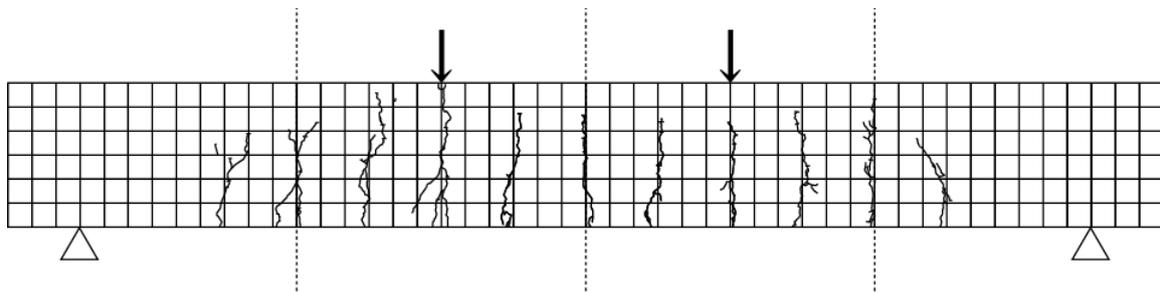


図6 ひび割れ図(健全梁)

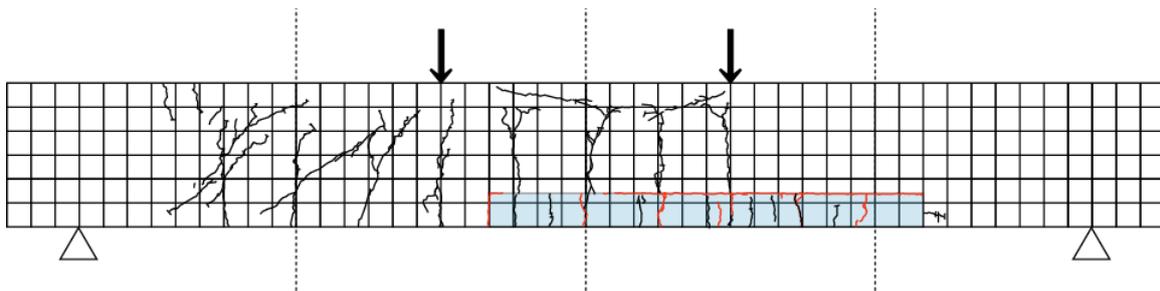


図7 ひび割れ図(補修梁)

(7) 考察

ひび割れ進展の違いは補修部位と躯体コンクリート間で応力が伝達されず，結果として梁の断面が小さい部分中央かつ等曲げ区間であり，鉄筋が配筋されている箇所からひび割れが生じたためであると考えられる。また，降伏耐力や終局耐力に差が見られないのはもともと引張側では鉄筋の応力負担が主であるためと考えられる。PCMの付着に関しては，鉄筋との付着はひび割れ分散から良好な様子が確認されたが，躯体との付着に関しては初期養生による界面等への乾燥収縮ひび割れなどの影響も大きく，さらに詳細な検討が必要である。また，初期ひび割れの影響から補修界面の付着が完全ではなかったと考えられ，本実験の補修梁の結果は界面が完全に付着した補修梁と補修界面が完全に剥離し，PCM無しと同様の切り欠き梁の中間に当たると考えられ，荷重－変位関係，ひび割れともに本実験の結果が補修梁と健全梁の差ではないと考えられる。

2. 補修した鉄筋コンクリート梁の耐火試験および加熱後の载荷試験

2.1 実験の目的

建築基準法の仕様規定において鉄筋コンクリート梁部材は3時間の耐火構造として規定されてきたが，耐火性能設計では鉄筋コンクリート梁部材の耐火性能を工学的に検証する必要がある。一方，ポリマーセメントモルタルは，その構成成分として有機物を含有しているため，防火上の性能が普通モルタルに比べ良くなく，補修した鉄筋コンクリート梁部材の耐火性能に関する事例は非常に少なく，補修した鉄筋コンクリート梁部材の耐火性能を適切に評価するには試験データおよび知見が十分とはいえない。そのため，補修した鉄筋コンクリート梁部材は火災加熱環境下での安全性が懸念される。また，補修した実大鉄

筋コンクリート梁部材の荷重加熱試験の実施は困難であり、その火災加熱後の残存耐力は実験で評価する必要があると考えられる[1]。

そこで、ポリマーセメントモルタルより断面修復した鉄筋コンクリート梁部材の耐火性能を明らかにすることを目的として、EVA補修モルタルを用いた鉄筋コンクリート梁部材を対象とした1050℃までの加熱実験および加熱後の静的曲げ試験を行い、火災加熱環境下での温度特性ならびに加熱後の力学特性について検討を行う。

2.2 梁の耐火試験

2.2.1 試験体概要

梁幅200mm、梁高さ300mm、梁長さ2400mmの鉄筋コンクリート梁試験体を計2体作製した。主筋はD16異形鉄筋を梁の引張側に3本、圧縮側に2本配筋した。また、梁のせん断破壊を防ぐため、D16異形鉄筋150mm間隔に配筋した。補修梁は鉄筋組み立て後、あらかじめスタイロフォームを配置し、コンクリートの打設から4週間後にポリマーセメントモルタルを打設した。表面はやすりをかけ、ポリマーセメントモルタル打設の際に水湿し状態とした。作製した健全梁の形状を図8に、補修梁の形状を図9に示す。梁を作製した後、含水率測定用のダミー試験体とともに50℃の乾燥室で6ヶ月間強制乾燥を行い、含水率が国土交通省指定試験機関で耐火試験が行われる条件である5%以下に下がったことを確認して耐火試験を行った。コンクリートの調合を表5に、コンクリートの材料特性を表6に、ポリマーセメントモルタルの調合を表7に、ポリマーセメントモルタルの材料特性を表8に、鉄筋の機械的性質を表9に示す。

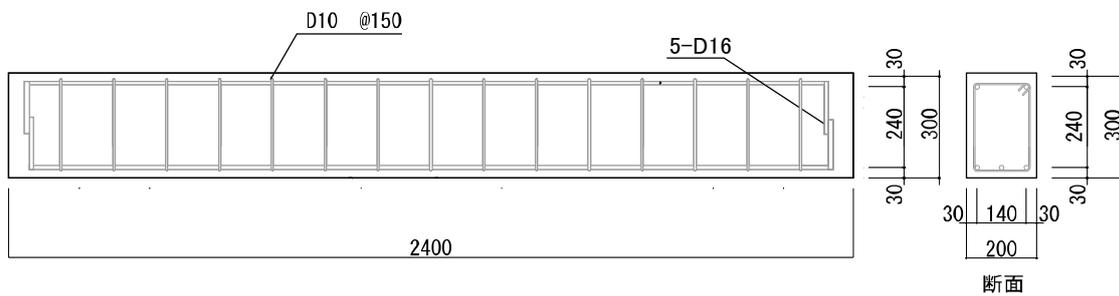


図7 健全梁の形状

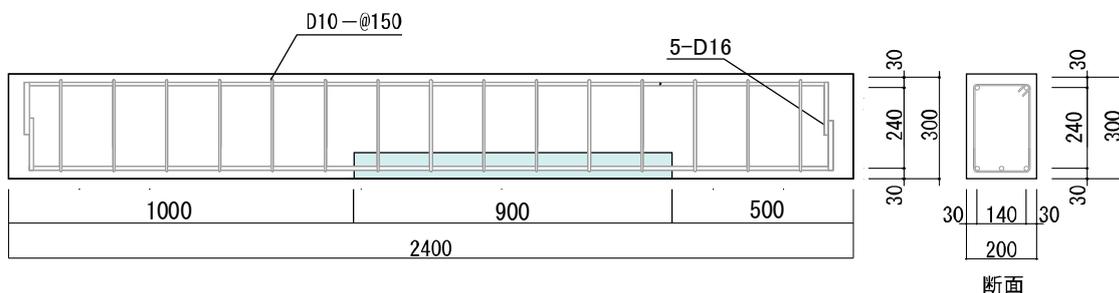


図8 補修梁の形状

表5 コンクリートの調合

調合表						
水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	単位重量 (kg/m ³)				
		セメント	水	細骨材	粗骨材	混和剤
56	48.2	318	178	851	920	3.18

表6 コンクリートの材料特性

圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)	含水率 (%)	密度 (g/cm ³)
43.8	2.8	2.16×10 ⁴	4.6	2.45

表7 ポリマーセメントモルタルの調合

単位ポリマー量 (kg/m ³)	セメント砂比 (By weight)	水セメント比 (%)	消泡剤 (%)	フロー (mm)
50	1: 3	50	1.0	190

表8 ポリマーセメントモルタルの材料特性

圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)	含水率 (%)	密度 (g/cm ³)
53.2	4.1	1.89×10 ⁴	3.1	2.08

表9 鉄筋の機械的性質

寸法	鋼材種類	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)	伸び (%)
D16	SD345	374	558	18.5×10 ⁴	17.6
D10	SD295A	340	487	19.2×10 ⁴	25.3

2.2.2 耐火試験方法

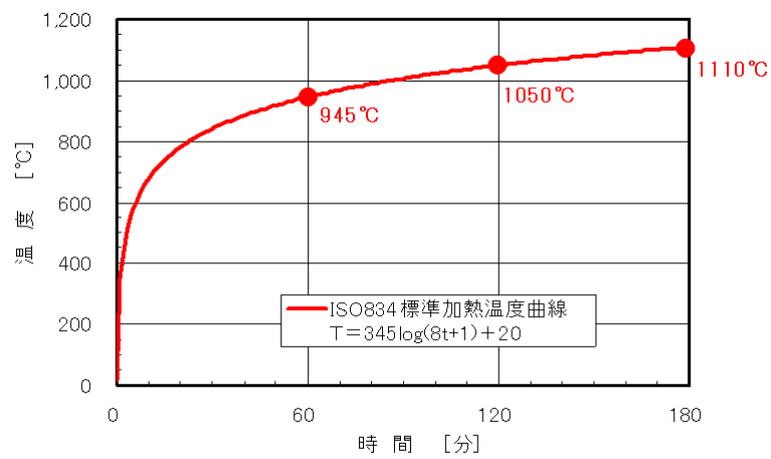
載荷加熱耐火試験炉を使用して加熱実験を行った。耐火試験炉の前後にそれぞれ8個のプロパンガスバーナーが設置されていて、合計16個のバーナーを使って加熱する。図9に加熱炉内の様子を示す。図10に示すIS0834標準加熱曲線に従って加熱をいった。加熱中の様子を図11に示す。

2.2.3 測温位置

加熱試験炉の炉内温度は8ヵ所を測定した。試験体の付近に設置した熱電対の位置を図12に示す。健全梁の内部温度測定位置を図13に示す。測定位置については、梁の底面から15mm、フープ筋の30mm、下端鉄筋の40mm（2ヶ所）、85mm、185mm、285mmに熱電対を取り付けた。測定位置については、梁の底面から15mm、フープ筋の30mm、下端鉄筋の40mm（健全部1ヶ所および補修部1ヶ所）、コンクリートと補修材料の界面の70mm、85mm、185mm、285mmに熱電対を取り付けた。



図9 加熱炉内の様子



盛期火災の温度（標準火災）

図10 ISO834標準加熱曲線



図11 加熱中の様子

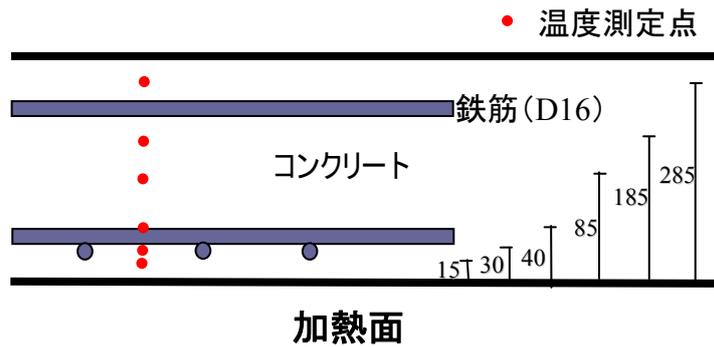


図12 健全梁の内部温度測定位置

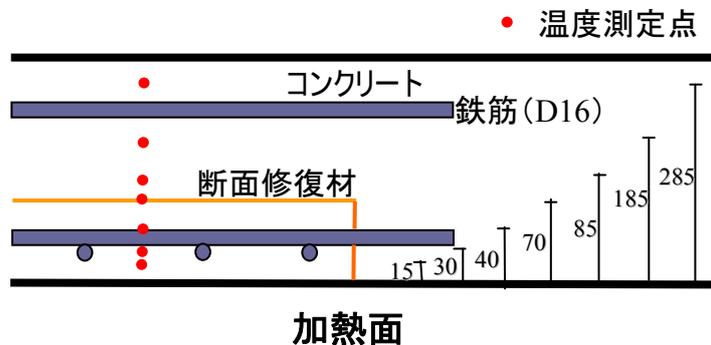


図13 補修梁の内部温度測定位置

2.2.4 実験結果および考察

2.2.4.1 火災加熱を受ける梁の断面温度

炉内温度と経過時間の関係を図14に示す。加熱時間20分程度までに試験体付近の温度はIS0834標準加熱曲線の温度より低い値を示している。これは、加熱開始前に加熱炉を予熱しなかったと考えられる。20分以上の加熱では、炉内温度が標準加熱曲線の温度に近づく、ほぼ同じの値を示している。

健全梁の断面温度分布を図15に示す。梁加熱面から裏面まで高さの増加とともに温度が低くなっている。また、加熱時間の経過とともに温度が急激な増加を示している。下端鉄筋の温度は、加熱時間60分で287℃、120分では535℃になる。2ヶ所鉄筋の温度を測定したが、差が見られなかった。加熱時間60分までに裏面に最も近い285mmところの温度が緩やかに増加し、その後ほぼ一定な値約100℃を維持し、90分から再び緩やかな増加を示している。120分の加熱終了時点で134℃になる。補修梁の断面温度分布を図16に示す。加熱時間の経過とともに内部温度の増加は健全梁とほぼ同じの傾向を示している。しかし、補修部分の下端鉄筋の温度は、加熱時間60分程度までにほぼ同じの値を示し、その後著しく増加を示している。加熱時間120分では833℃になり、60分時点の温度より327℃高い。これは、加熱時間40分程度から補修部分の断面40mmところの温度が200℃を超え、ポリマーセメントモルタル中のポリマーが熱分解、燃焼との複雑な化学反応[2]を起し、底面から鉄筋位置まで

ひび割れが発生したためと考えられる。図17に加熱後補修梁の補修部分のひび割れを示す。耐火試験で鉄筋コンクリート部材のひび割れのコントロールも重要なことであると分かる。

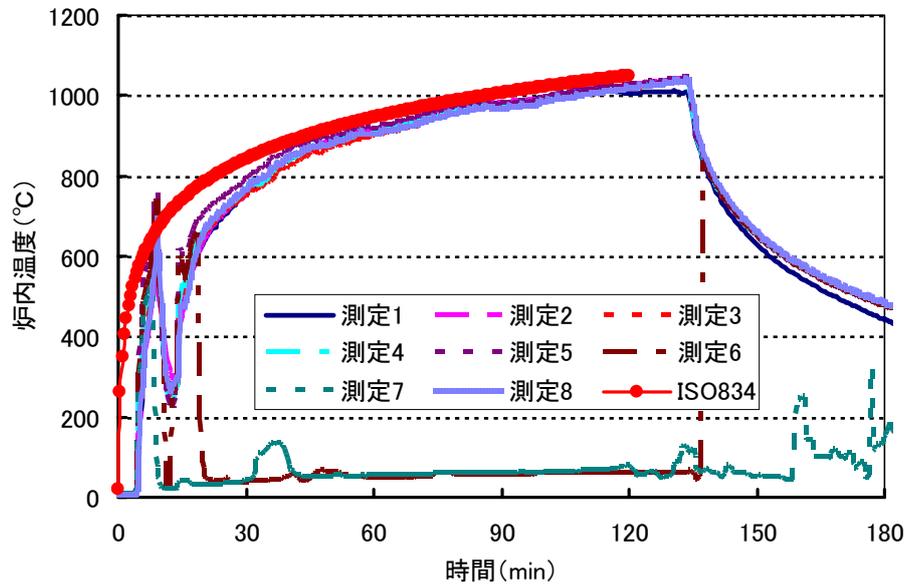


図14 炉内温度と経過時間の関係

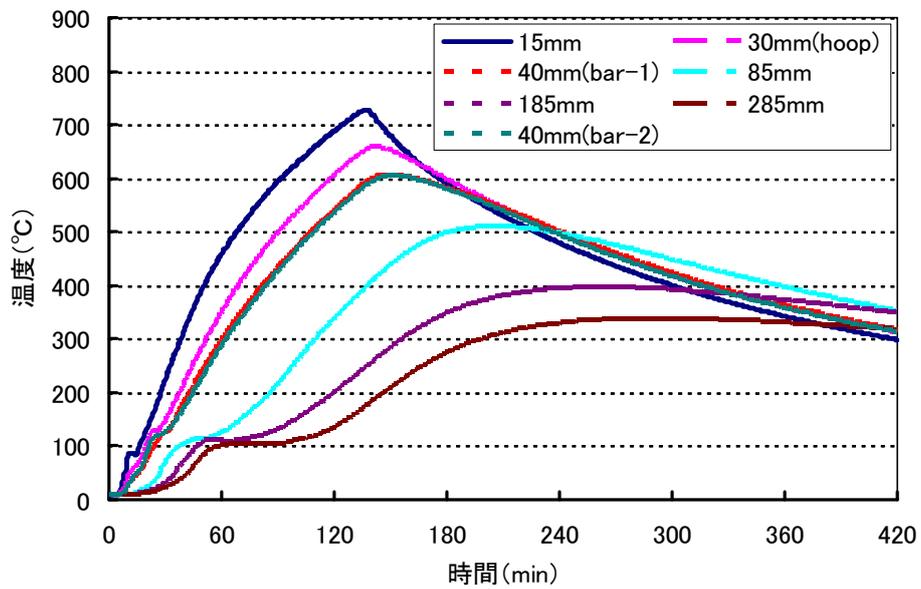


図15 健全梁の断面温度分布

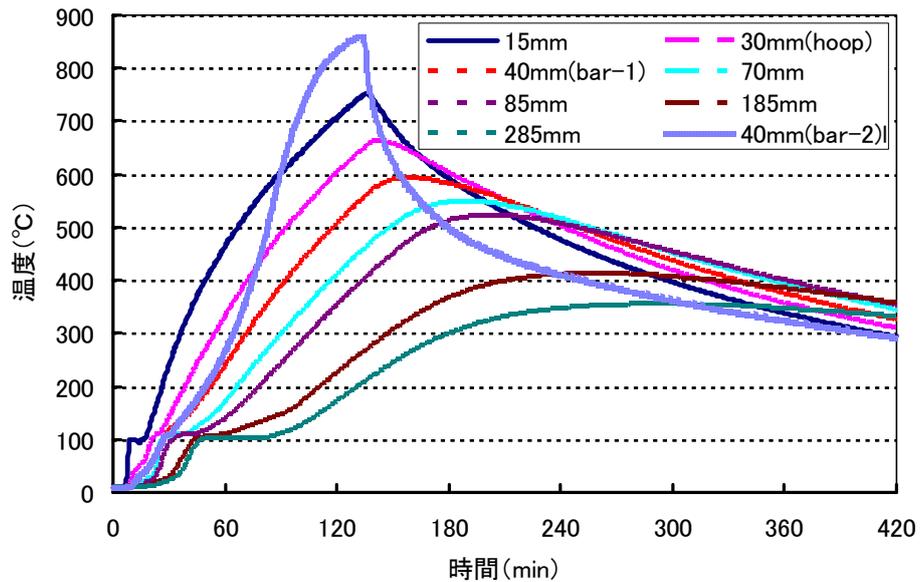


図16 健全梁の断面温度分布



図17 補修部分のひび割れ

2.2.4.2 火災加熱を受けた梁の外観状況

加熱中に試験体は爆裂，剥離，断面欠損などが生じなかった。加熱後の試験体を見れば，明らかに補修梁の補修部分のひび割れは健全部分より多く，2mm程度のひび割れがいくつあり，また補修材料とコンクリートの界面までに貫通した。界面のひび割れは約2mm程度であり，補修材料がコンクリートと離れた状態になった。今回の梁の補修は梁の下端鉄筋の奥まで行ったため，補修部分が梁中の鉄筋との一体性を保持し，補修部分全体の脱落が非常に発生し難いと考えられる。逆に，補修断面の高さが小さくなると，火災加熱を受けると補修部分が落ち易いと考えられる。ポリマーセメントモルタルは高温加熱を受けると，その緻密さのために爆裂が生じやすいと言われる。今回の耐火試験で，ポリマーセメントモルタルが加熱温度1000℃で加熱しても爆裂が生じないことから，試験体の含水率をコントロ

ールすれば、爆裂が生じ難くなると分かる。耐火試験2日間後、健全梁の加熱面がぼろぼろになり、断面欠損の状態になった。しかし、補修梁の補修部分は顕著な変化が生じなかった。本耐火試験では全体的に火災加熱を受ける補修梁の外観状況は健全梁より良いと言える。

2.3 梁の載荷試験

2.3.1 載荷試験方法

加熱された梁は室温で1週間自然冷却した後、加熱後の耐荷特性を検討するために、静的曲げ試験を実施した。健全梁と補修梁は同様の載荷試験を行った。健全梁および補修梁の載荷概要を図18および図19に示す。載荷方法はスパン長さ、載荷スパンの3等分2点載荷とし、破壊に至るまで静的に漸増載荷した。測定項目は、梁中央点のたわみ、載荷点のたわみ、支点のたわみおよび載荷荷重である。図20に梁の載荷様子を示す。

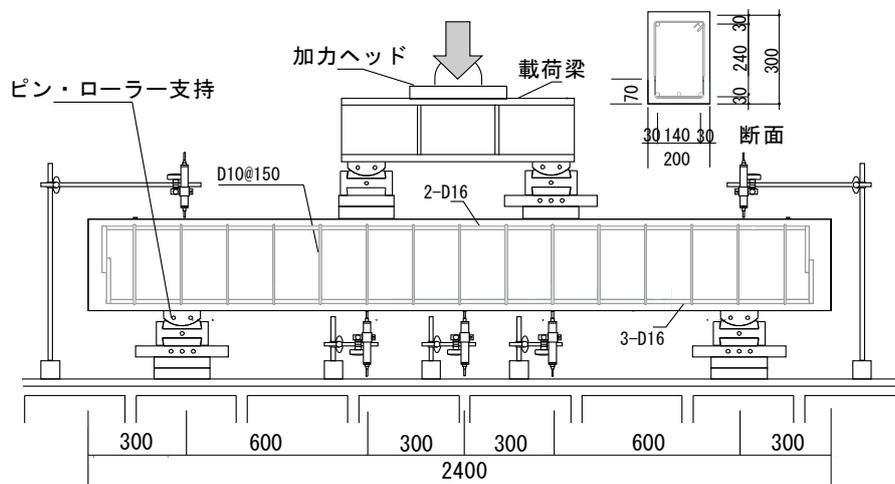


図18 健全梁の載荷概要

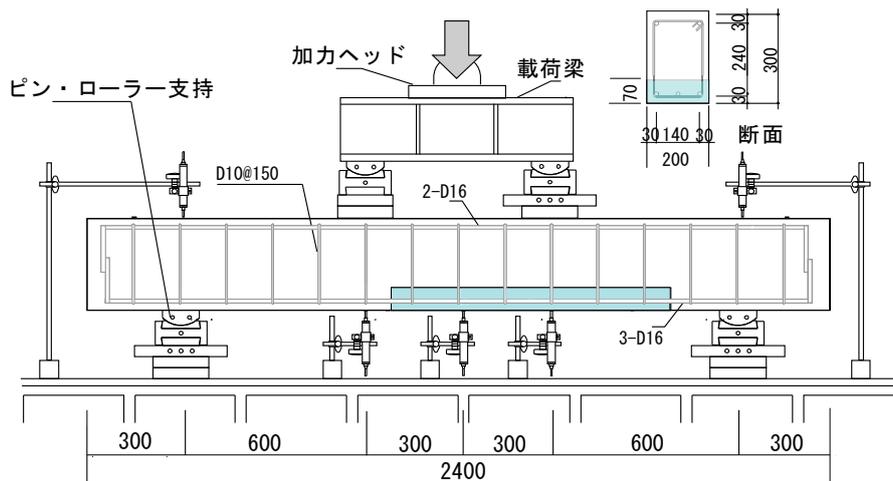


図19 補修梁の載荷概要



図20 梁の載荷様子

2.3.2 実験結果および考察

梁の荷重-中央たわみ曲線を図21に示す。破壊状況は、健全梁、補修梁ともに曲げ引張り破壊であり、降伏耐力および終局耐力に大きな違いは見られなかったが、終局荷重後の靱性に差が見られた。降伏耐力や終局耐力に差が見られないのはもともと引張側では鉄筋の応力負担が主であるためと考えられる。また、剛性に関しては初期剛性に違いが見られ、補修梁の剛性が低くなり、同様に初期ひび割れ荷重も補修梁の方が低かった。これはあくまでコンクリートおよびポリマーセメントモルタルの温度ひび割れによるものであり、補修材料としての性能劣化は特に認められない。全体的に、補修梁は健全梁と比べてほとんど差のない曲げ性状を示すことが確認された。載荷試験を行った後、梁の下端鉄筋を取り、鉄筋の引張試験を行った。健全梁の鉄筋の最大荷重は113.3KNであった。補修梁の健全部分の鉄筋の最大荷重は112.3KNであり、補修部分の鉄筋は111.3KNであった。火災加熱を受けた違う梁であっても主筋には差がなかったと分かる。図22に梁の最大たわみ量を示す。補修梁の最大たわみ量はL/14であり、健全梁のL/11に比べて小さい。

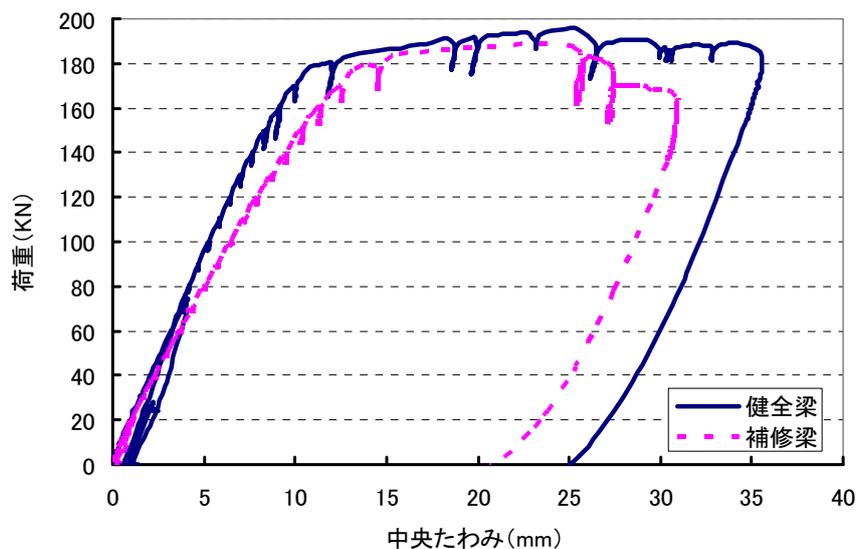


図21 梁の荷重-中央たわみ曲線

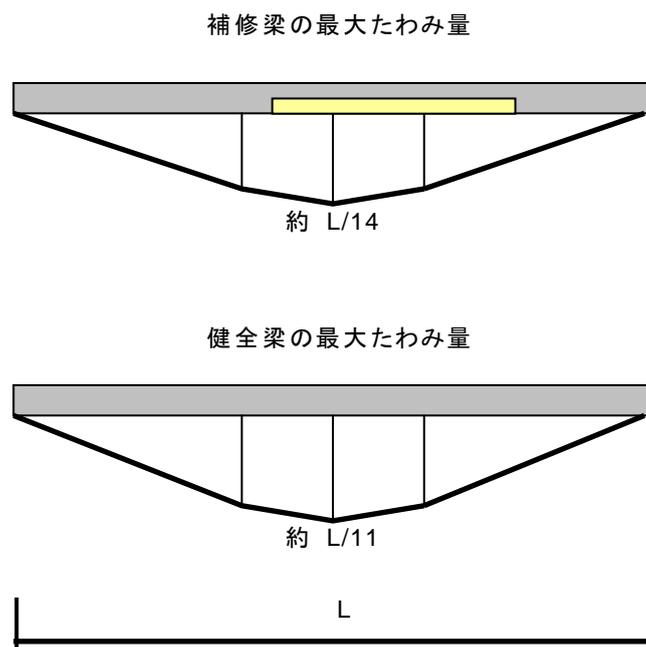


図21 梁の最大たわみ量

2.4 まとめ

ポリマーセメントモルタルにより断面修復した鉄筋コンクリート梁の耐火試験および加熱後の静的曲げ試験を行い、火災加熱された補修した鉄筋コンクリート梁の断面温度および力学特性について検討したものである。得られた成果をまとめると以下の通りである。

- (1) 火災加熱を受ける補修梁の下端鉄筋温度は健全梁に比べて高い。特に、補修部分の鉄筋温度は他の部分より高い。
- (2) 火災加熱を受けた補修梁の曲げ性状は健全梁との差が極めて小さい。
- (3) 火災加熱を受けた補修梁の最大たわみ量は健全梁に比べ小さい。
- (4) 火災加熱を受ける補修梁の補修部分で爆裂、脱落、断面欠損などが生じなければ、補修梁は健全梁と同等の耐火性能を有する。

参考文献

- [1] 王徳東, 野口貴文, 濱崎仁, 朴同天: 高温を受けた補修材料の残存強度, コンクリート工学年次論文集, Vol. 30, pp. 30-33, 2008. 7
- [2] 王徳東, 野口貴文, 下山淳一: 高温加熱下におけるセメント混和用再乳化形粉末樹脂の挙動, 日本燃焼学会第44回燃焼シンポジウム講演論文集, pp. 410-411, 2006. 12

④ RC梁部材の補修後力学性能の有限要素解析

1. 解析概要および解析モデル

本解析では、これまでの研究によって求めた鉄筋とPCMの付着要素の材料定数、躯体コンクリートとPCMとの付着要素の材料定数を用い健全梁、補修梁および補修を施していない切り欠き梁のFEM解析を行い梁試験結果との比較検討を行った。また、乾燥ひび割れの影響から試験開始前段階で補修部の界面剥離が生じていた可能性があるため、解析は健全梁、補修梁および補修部を切り欠いた切り欠き梁の計3種の梁に関して行った。付着要素の構成は主に最大付着強度と付着剛性から成る。解析方法は二次元平面応力弾塑性解析とし、荷重増分法を用いた。解析モデルを図1に示す。

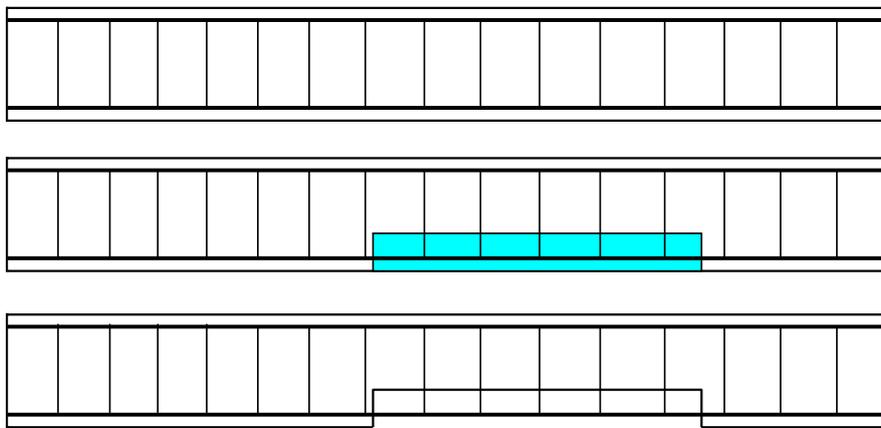


図1 解析モデル(上から健全梁, 補修梁, 切り欠き梁)



図2 要素分割図

2. 各要素の構成則

(1) RC造梁モデルの構成

RC造梁はコンクリート・鉄筋・PCM・界面（付着要素）の四種によって構成し、時間に依存する物性は考慮しないこととした。

(2) コンクリートの構成則の設定

コンクリート要素は4節点アイソパラメトリック平面応力要素を用い、弾性体とした。

(3) 鉄筋の構成則の設定

鉄筋の一軸応力-歪み関係には歪みの増大に伴って弾性、降伏、歪み硬化領域が現れる。あるいは、明確な降伏棚がなく接線剛性が序所に低下しながら応力が上昇し続けるものもある。従って本研究では歪み硬化領域や降伏棚がない鉄筋の降伏後の挙動を表現するために、第2剛性として一般的に用いられる1/1000という値を使用した。又、有限要素解析によく用いられているモデルとしてバイリニア形でモデル化した。(バイリニア形では鉄筋要素の材料物性は降伏点と弾性係数で構成される)弾塑性体とした。

(4) 補修材の構成則の設定

コンクリート要素と同様の設定を行った。弾性体とした。

(5) 界面の構成則の設定

・鉄筋とコンクリートの界面

一般的に、有限要素法によるRC構造部材の解析の時、鉄筋とコンクリートの付着要素のモデル化方法としては、Bond-link要素やBond-interface要素を鉄筋とコンクリートの境界面に介在させる。又、その物性は実験から求められた付着応力-すべり曲線をモデル化して得られた最大付着応力と付着剛性で表現する。既往の文献で求められたコンクリート強度と付着剛性、最大付着強度の関係式を用いた。

・鉄筋と補修材の界面

これまでの研究から求めた構成則を用いた。

・コンクリートと補修材の界面

界面要素の破壊物性のデータを用いるために付着要素としていたボンド要素を設定した。物性はこれまでの研究により求めた構成則を用いた。

また、切り欠き梁は補修材部分の弾性係数をほぼ0とし、強度を高め解析に影響を与えないものと設定し解析を行った。図3に各要素の構成則を示す。

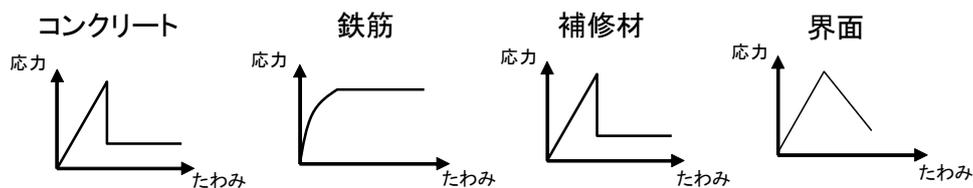


図3 各要素の構成則

3. 実験結果と解析結果の比較および考察

・荷重-変位関係

図4に解析による荷重-変位関係を示す。PCMの強度がコンクリートよりも高く、また界面物性に関してもコンクリートの引張強度よりも高いものを用いたため、結果として初期剛性および降伏耐力が補修梁、健全梁、切り欠き梁の順となった。試験結果は健全梁>補修梁であったことを考えると、補修梁の補修界面ひび割れが試験結果に影響を及ぼしており、補修梁と切り欠き梁の中間の結果となっていたと考えられる。

・ひび割れ図

図5に解析結果のひび割れ図を示す。健全梁のひび割れは等曲げ区間内に均等に分布して

おり，試験結果と同様の傾向を示している。補修梁に関しては，ひび割れの偏りは切り欠き梁の傾向に似ているといえるが，試験結果では等曲げ区間内全体にひび割れが生じており，その部分では補修梁の解析結果の傾向と同じであるといえる。試験時に補修梁の補修界面にひび割れが生じていたことを考慮すると，その試験結果は完全な切り欠き梁と補修梁の中間にあたると思われる。よって，ひび割れも補修梁と切り欠き梁の間になると考えられ，本解析結果が傾向を正しく示していると考えられる。

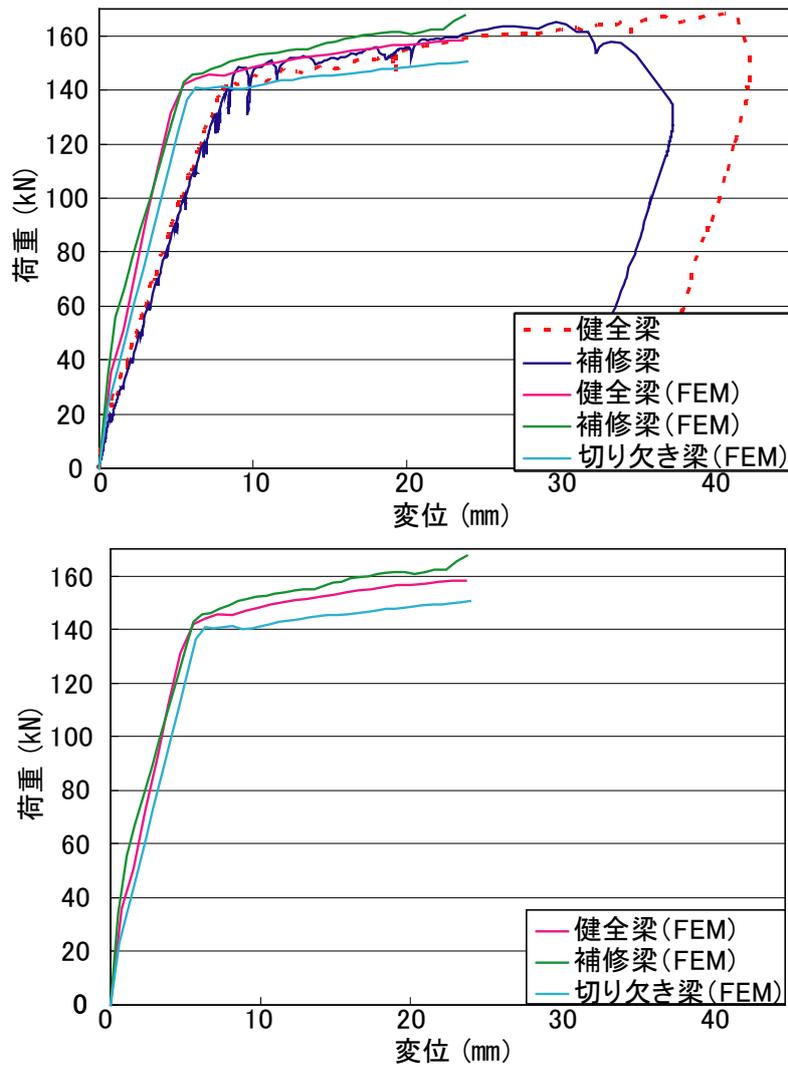


図4 荷重－変位関係(解析)

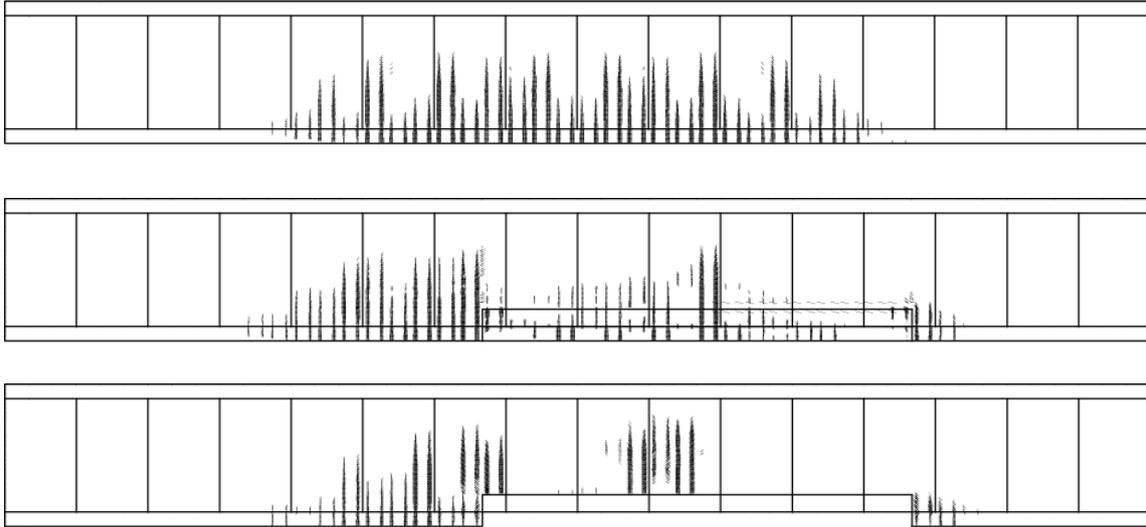


図5 ひび割れ図(上から健全梁, 補修梁, 切り欠き梁)

4. 補修したRC梁部材の高温加熱後の力学性能の有限要素解析

健全および補修後のRC梁部材について、火災により高温加熱を受けた後の力学性能について、有限要素解析によって検証した。解析の条件を下記に示す。

加熱条件：IS0834標準加熱曲線に従う加熱。時間は秒（s）として計算した。

載荷条件：③の実験の載荷点と同じ二点載荷とした。

補修した鉄筋コンクリート梁モデルの構成：

コンクリート，鉄筋，補修材料，界面（付着要素）

コンクリートの要素設定：

4節点アイソパラメトリック平面応力要素，EUROCODE NO.4に従う。

鉄筋の構成則の設定：

バイリニア形でモデル化した。鉄筋要素の材料物性は降伏点と弾性係数で構成される弾塑性体とする。

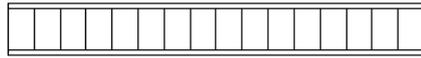
補修材料の要素設定：

4節点アイソパラメトリック平面応力要素

界面の構成則の設定：

- ・鉄筋とコンクリートの付着：物性は既往の文献で求めた構成則を用いる。
- ・鉄筋と補修材料の付着：物性は本研究①により求めた構成則を用いる。
- ・補修材料とコンクリートの付着：物性は本研究①により求めた構成則を用いる。
- ・各材料の高温加熱後の特性：物性は本研究②により求めた構成則を用いる。

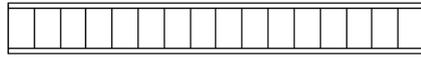
健全梁の有限要素解析による出力結果（全60ステップ）について、図6にひび割れ図，図7に応力図，図8に変形図（変形量を10倍にして表示）を示す。補修梁についても解析結果を同様に図9から図11に示す。



STAGE=1



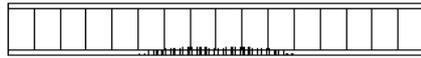
STAGE=4



STAGE=2



STAGE=5

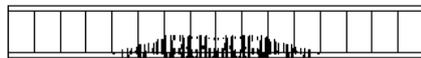


STAGE=3

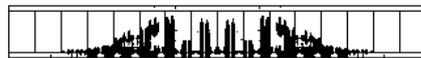


STAGE=8

STEP1- STEP6



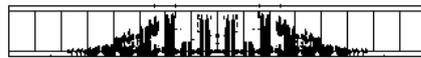
STAGE=9



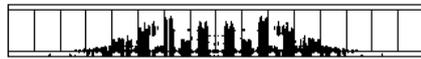
STAGE=20



STAGE=10



STAGE=25



STAGE=15



STAGE=30

STEP5- STEP30



STAGE=35



STAGE=50



STAGE=40



STAGE=55



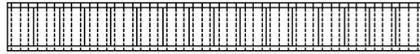
STAGE=45



STAGE=60

STEP35- STEP60

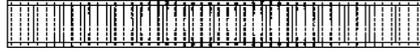
図6 解析結果・健全梁・ひび割れ図



STAGE=1
STRE SCAL = 40.00



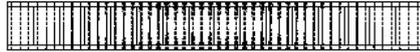
STAGE=4
STRE SCAL = 40.00



STAGE=2
STRE SCAL = 40.00



STAGE=5
STRE SCAL = 40.00



STAGE=3
STRE SCAL = 40.00



STAGE=8
STRE SCAL = 40.00

STEP1- STEP6



STAGE=5
STRE SCAL = 40.00



STAGE=20
STRE SCAL = 40.00



STAGE=10
STRE SCAL = 40.00



STAGE=25
STRE SCAL = 40.00



STAGE=15
STRE SCAL = 40.00



STAGE=30
STRE SCAL = 40.00

STEP5- STEP30



STAGE=35
STRE SCAL = 40.00



STAGE=50
STRE SCAL = 40.00



STAGE=40
STRE SCAL = 40.00



STAGE=55
STRE SCAL = 40.00



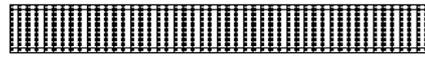
STAGE=45
STRE SCAL = 40.00



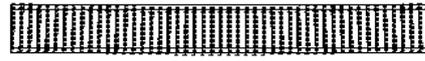
STAGE=60
STRE SCAL = 40.00

STEP35- STEP60

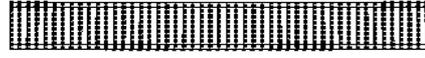
図7 解析結果・健全梁・応力図



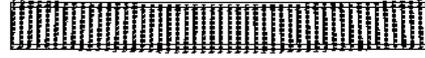
STAGE=1
 DSP SCAL = 10.00



STAGE=4
 DSP SCAL = 10.00



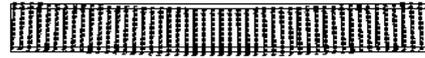
STAGE=2
 DSP SCAL = 10.00



STAGE=5
 DSP SCAL = 10.00

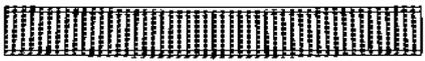


STAGE=3
 DSP SCAL = 10.00



STAGE=8
 DSP SCAL = 10.00

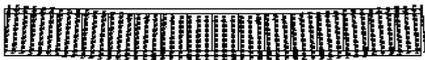
STEP1- STEP6



STAGE=5
 DSP SCAL = 10.00



STAGE=20
 DSP SCAL = 10.00



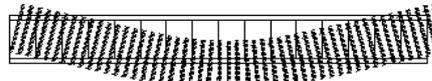
STAGE=10
 DSP SCAL = 10.00



STAGE=25
 DSP SCAL = 10.00

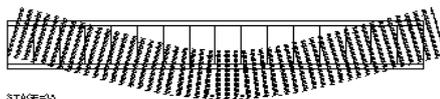


STAGE=15
 DSP SCAL = 10.00

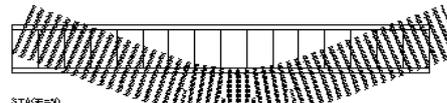


STAGE=30
 DSP SCAL = 10.00

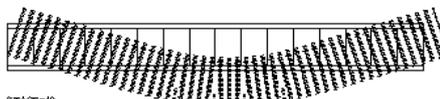
STEP5- STEP30



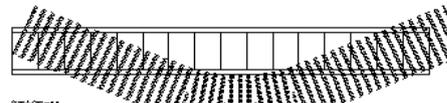
STAGE=35
 DSP SCAL = 10.00



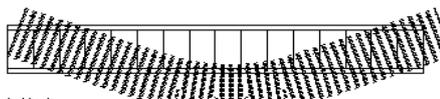
STAGE=50
 DSP SCAL = 10.00



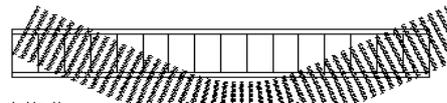
STAGE=40
 DSP SCAL = 10.00



STAGE=55
 DSP SCAL = 10.00



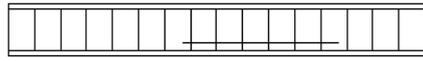
STAGE=45
 DSP SCAL = 10.00



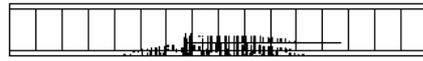
STAGE=60
 DSP SCAL = 10.00

STEP35- STEP60

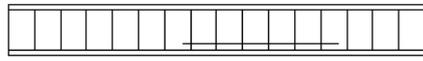
图8 解析結果・健全梁・変形図



STAGE=1



STAGE=4



STAGE=2



STAGE=5



STAGE=3



STAGE=6

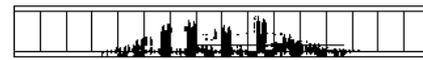
STEP1- STEP6



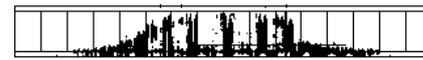
STAGE=7



STAGE=20



STAGE=10



STAGE=25



STAGE=15



STAGE=30

STEP5- STEP30



STAGE=35



STAGE=50



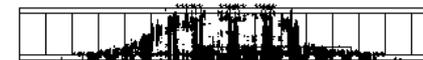
STAGE=40



STAGE=55



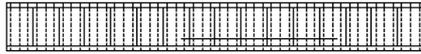
STAGE=45



STAGE=60

STEP35- STEP60

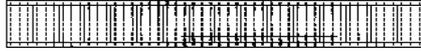
図9 解析結果・補修梁・ひび割れ図



STAGE=1
STRE SCAL = 40.00



STAGE=4
STRE SCAL = 40.00



STAGE=2
STRE SCAL = 40.00



STAGE=5
STRE SCAL = 40.00



STAGE=3
STRE SCAL = 40.00



STAGE=8
STRE SCAL = 40.00

STEP1- STEP6



STAGE=5
STRE SCAL = 40.00



STAGE=20
STRE SCAL = 40.00



STAGE=10
STRE SCAL = 40.00



STAGE=25
STRE SCAL = 40.00



STAGE=15
STRE SCAL = 40.00



STAGE=30
STRE SCAL = 40.00

STEP5- STEP30



STAGE=35
STRE SCAL = 40.00



STAGE=50
STRE SCAL = 40.00



STAGE=40
STRE SCAL = 40.00



STAGE=55
STRE SCAL = 40.00



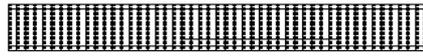
STAGE=45
STRE SCAL = 40.00



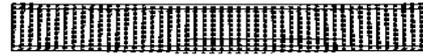
STAGE=80
STRE SCAL = 40.00

STEP35- STEP60

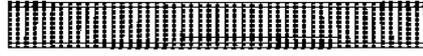
図10 解析結果・補修梁・応力図



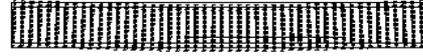
STAGE=1
 DSP SCAL = 10.00



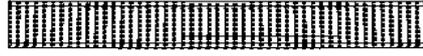
STAGE=4
 DSP SCAL = 10.00



STAGE=2
 DSP SCAL = 10.00



STAGE=5
 DSP SCAL = 10.00



STAGE=3
 DSP SCAL = 10.00

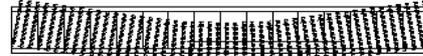


STAGE=6
 DSP SCAL = 10.00

STEP1- STEP6



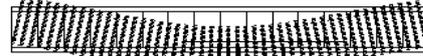
STAGE=8
 DSP SCAL = 10.00



STAGE=20
 DSP SCAL = 10.00



STAGE=10
 DSP SCAL = 10.00



STAGE=25
 DSP SCAL = 10.00

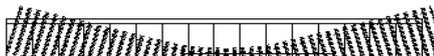


STAGE=15
 DSP SCAL = 10.00

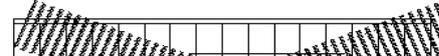


STAGE=30
 DSP SCAL = 10.00

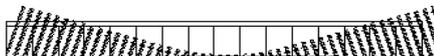
STEP5- STEP30



STAGE=35
 DSP SCAL = 10.00



STAGE=40
 DSP SCAL = 10.00



STAGE=45
 DSP SCAL = 10.00



STAGE=55
 DSP SCAL = 10.00



STAGE=50
 DSP SCAL = 10.00



STAGE=60
 DSP SCAL = 10.00

STEP35- STEP60

图11 解析結果・補修梁・変形図

5. まとめ

本研究では以下の知見が得られた。

- (1) 試験結果から健全梁と補修梁の降伏耐力と終局耐力に明確な差はなく、また解析結果から切り欠き梁よりも高い性能を示したことからPCMによる断面修復が梁に関しては有効であることが確認された。
- (2) PCMの初期乾燥ひび割れの影響が試験結果に影響を及ぼしており、実構造物においてひび割れが生じることの無いように養生に注意する必要がある。
- (3) これまでに求めた界面要素の構成則を用いることで、ひび割れに関して解析により傾向の予測が可能であると考えられる。
- (4) 鉄筋裏側まではつった断面修復の場合、鉄筋との付着により補修界面にひび割れが生じて剥落現象は生じなかったが、今後は鉄筋裏側まではつらない場合の挙動を確認する必要がある。
- (5) 補修を施したRC梁部材について、①および②の材料実験によって確認した構成則を用いて、火災後を想定した有限要素解析をおこなった。

⑤ RC造建築物の維持保全最適化システムに関する研究

1. 劣化リスクの評価手法に関する研究

1.1 始めに

本章では、塩害、中性化及び複合劣化（中性化及び内蔵塩分、凍害及び塩分侵入、凍害及び中性化）の劣化リスク評価の構築手法を提案することを目的とした。不確実性を考慮した劣化モデル（塩害、中性化及び複合劣化）を通して腐食開始時期を評価し、鉄筋の腐食程度を変数とする各材料要素の構成則を既往の実験に基づいてまとめ、「トラス・アーチ理論」および「平面保持を仮定した塑性曲げ理論」により、鉄筋が腐食した部材の構造性能（せん断耐力と曲げ耐力）を簡便に算定する。鉄筋が腐食した部材のせん断耐力と曲げ耐力を把握する上で、地震危険度分析での再現期間500年（二次設計時の大地震、震度階6強～7）となる地震動を倒壊によって人命の損失を生じないような要求基準とし、構造安全性能指標を構築する。また、腐食速度の不確実性を想定し、確率論的手法を用いて部材及び建物の「破壊確率」を算定し、想定する供用期間のリスクあるいは損失を評価する。

RC造建築物の劣化に伴うリスク（図1）の中には、再現期間500年の地震動に対する損失コスト（構造安全性能評価）のほかに、再現期間100年の地震動に対するコンクリート剥落による損失コスト（使用安全性評価）も含まれる。本研究では、かぶり厚さや鉄筋腐食速度などの不確実性を考慮した上で、文献及び調査により剥離が生じる鉄筋腐食量を設定し、最外側鉄筋に対する「剥離確率」を使用安全性評価として算定し、想定する供用期間の損失コストを評価する。

最後、幾つかの劣化環境における12階のRC造建物を対象として劣化リスクを評価し、提案した手法の妥当性を検証する。

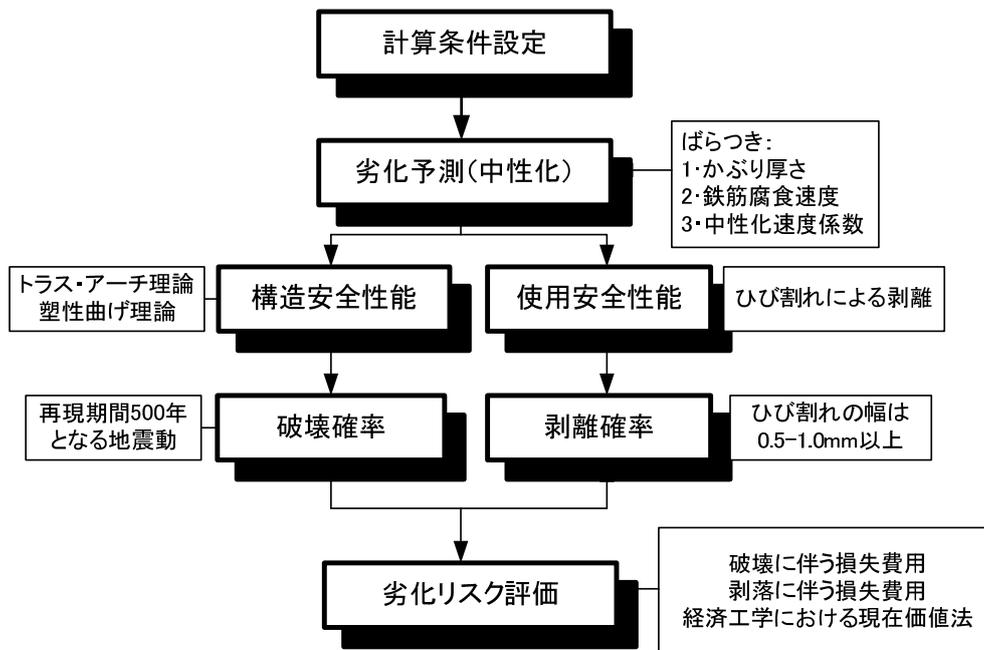


図1 劣化リスクの計算フロー(中性化事例)

1.2 劣化における確率論的予測モデル

1.2.1 塩害

塩害は、コンクリートに浸透した塩化物イオンが鉄筋の不動態皮膜を破壊し、最終的には鉄筋腐食に繋がり、建築物の耐久性を著しく損なう劣化現象であり、中性化と同様に古くから多くの研究がなされている。建築物に導入される塩化物としては、主に、海砂や練混ぜ水に起因する初期塩分と、立地環境に依存する飛来塩分が想定されるが、特に後者はコンスタントに塩分が供給されるため、適切な維持保全が必要となる。本研究では、塩害による劣化過程として三つの状態を仮定する。即ち、潜伏期(鉄筋の腐食開始まで)、進展期(鉄筋軸方向ひび割れの発生まで)、劣化期(ひび割れが拡大し、腐食が急増し耐力低下が顕著な段階)と考える。

1.2.1.1 潜伏期

鉄筋位置における塩化物イオン量は式(1)を用いて求める。ただし、既往の研究[1]を参考に、施工および環境のばらつきに伴う塩分の見かけ拡散係数(式(2))の誤差を設計値±30%と設定し、対数正規分布を仮定する。また、かぶり厚さのばらつきについても、既往の調査結果[1]をもとに、その誤差は設計値±20%と設定し、同様に対数正規分布を仮定する。なお、コンクリート表面の塩化物イオン量についても変動係数10%の対数正規分布を与える。

鉄筋コンクリート造建築物の耐久設計施工指針では、鉄筋の腐食発生に関して 0.6kg/m^3 を限界塩化物イオン量としている。この限界値は構造物の置かれる環境条件やコンクリートの調合などにより異なることから、本研究では文献[2]に基づき $1.0\sim 1.2\text{kg/m}^3$ の矩形分布を設定する。以上の不確実性に基づき、モンテカルロ法で最外側鉄筋の鉄筋腐食発生確率を計算し、図2のように腐食発生確率が10%を超過した時点で腐食し始めると考える。

$$Cl = (C_o - C_{init}) \left(1 - \operatorname{erf}\left(\frac{x}{2\sqrt{D_p t}}\right)\right) + C_{init} \quad (1)$$

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

t : 経過時間(年), x : かぶり厚さ(mm), Cl : 鉄筋位置における塩化物イオン量(kg/m^3), C_o : コンクリート表面の塩化物イオン量(kg/m^3), C_{init} : コンクリート中の初期塩化物イオン量(kg/m^3), D_p : 見かけの拡散係数($\text{cm}^2/\text{年}$), W/C : 水セメント比(%)

塩分侵入の解析に対して式(1)がよく用いられているが、建築物のほとんどには仕上げ材が施されており、仕上げ材の塩化物イオン浸透抑制効果、すなわち仕上げ材の塩分拡散係数と仕上げ材の劣化に伴う仕上げ材塩分拡散係数の変化を解析に組み込む必要がある。

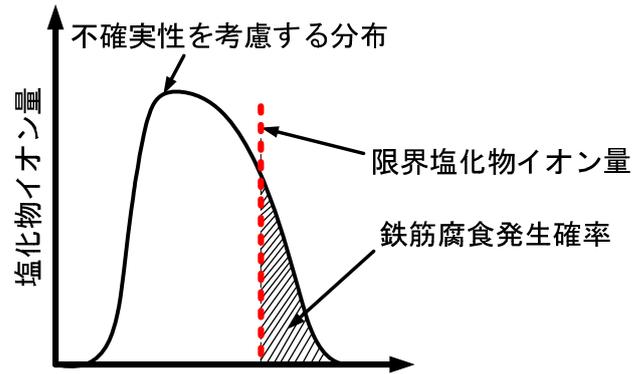


図 2 腐食発生確率の定義

また、コンクリート表面の塩化物イオン量は、材齢依存性があることから、本研究では式(1)の代わりに差分法により、Fickの拡散方程式（式(3)）を解くこととした。

$$\frac{\partial Cl}{\partial t} = D(x,t) \frac{\partial^2 Cl}{\partial x^2} \quad (3)$$

1.2.1.2 進展期および劣化期

鉄筋の腐食速度は、暴露試験を基に梶田ら（文献[3]）が提案したモデル（式(4)）により予測する。本研究では、腐食速度の不確実性を想定し、既往の研究[2]に基づき変動係数として50%を設定し、対数正規分布を仮定する。なお、文献[3]によれば、このモデルを用いれば、実測より計算結果の方が大きくなり安全側に評価されることが指摘された。

$$V_{corr} = \frac{78}{\sqrt{x}} (0.578 \times Cl + 0.023(W/C) - 1.52) \quad (4)$$

以上のように、本研究では不確実性を有する要因について確率分布および変動係数を設定するが、それらをまとめて表1に示す。

表 1 不確実性を有する要因の設定条件

不確実性を有する要因	確率分布	変動係数
コンクリート表面の塩化物イオン量 C_0	対数正規分布	10%
かぶり厚さ x	対数正規分布	20%
コンクリート中の塩分拡散係数 D_p	対数正規分布	30%
腐食発生限界塩化物イオン量 C_{limit}	矩形分布	1.0-1.2 kg/m ³
鉄筋の腐食速度	対数正規分布	50%

1.2.1.3 塩分侵入抑制効果評価

仕上げ材の特性に応じて、(a) 表面仕上げ材とコンクリートからなる2層材料として塩化物イオンの拡散係数を別個に設定した拡散方程式により予測するモデル（モデルA）、(b) 表面仕上げ材の適用によって表面塩化物イオン濃度が低下する（ $C_0 \rightarrow C_0'$ ）と仮定した拡散方程式により予測するモデル（モデルB）などを設定する（文献[4]）。

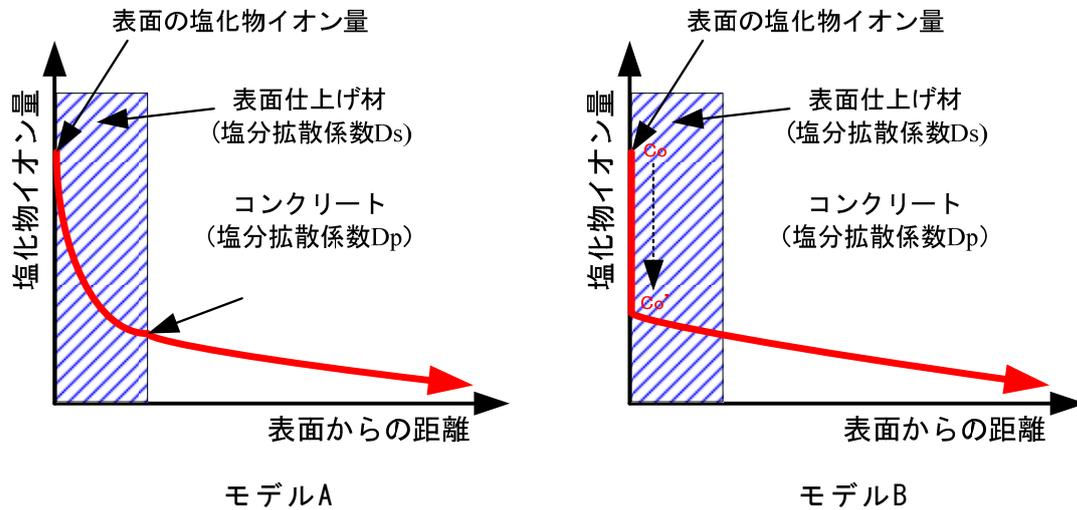


図3 表面仕上げ材における塩分侵入抑制効果評価モデル

モデルAにより塩化物イオンの浸透量予測を行う場合には、仕上げ材の塩分拡散係数とその経時的な増大を定量的に把握する必要がある。仕上げ材の劣化による塩分拡散係数の増大は、現時点では十分に明らかにされていないが、本研究では、図3に示すように、仕上げ材の塩分拡散係数は、仕上げ材の施工直後の状態（初期値）から時間の経過に伴い指数曲線を描きながら増大するものと仮定し、一定年数経過後は、下地とするモルタルの塩分拡散係数と等しくなるものとして解析を行う。

1.2.2 中性化

鉄筋周辺のコンクリートの中性化に伴い、空隙水のpHが低下すると、不動態皮膜が破壊され、最終的には鉄筋腐食に繋がり、構造物の耐久性を損なう現象が起きる。そこで、既往の研究を基に、中性化の影響を受ける場合の鉄筋腐食過程を下のようにモデル化する。

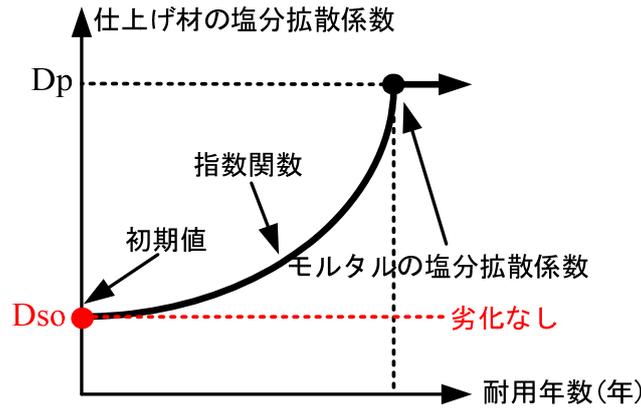


図 4 仕上げ材の劣化モデル

1.2.1.1 潜伏期

潜伏期は中性化の影響による鉄筋腐食が生じ始めるまでの期間とした。コンクリートの大気に接する面の平均中性化深さ (C , mm) は下式により計算する。

$$C = A\sqrt{t} \quad (5)$$

A : 中性化速度係数, t : 材齢

既往の研究[5]を参考に、本研究では施工及び環境のばらつきに伴う中性化速度係数の変動係数を45%と設定し、対数正規分布を仮定する。鉄筋のかぶり厚さは、既往の調査結果[1]を基に、その変動係数を20%と設定し、対数正規分布を仮定する。一般に、鉄筋が腐食し始めるときの限界中性化深さは、室内外の条件差により異なることが知られている。本研究では文献[6]により、室外での限界中性化深さが鉄筋位置に等しいと、室内でのほうが鉄筋表面から-20mmと設定し、以上の不確実性に基づき、モンテカルロ法で最外側鉄筋の鉄筋腐食発生確率を計算し、図4のように鉄筋腐食発生確率が10%を超過した時点で腐食し始めると考える。

1.2.1.2 進展期及び加速期前期

進展期は鉄筋の腐食開始からコンクリート表面に腐食ひび割れが生じるまでの期間、加速期前期は腐食ひび割れ発生からコンクリートの剥離が生じるまでの期間とした。既往の調査[7]により剥離が生じるひび割れ幅は0.5mm~1.0mm以上であるので、本研究では進展期及び加速期前期のひび割れ幅は0.5mm以下とし、1.0mm以下とし、1.0mmを超える場合は加速期後期と設定する。なお、既往の研究[8]に基づき、進展期と加速期前期の腐食速度には大差がないと判断し、腐食速度を0.06%/年(重量減少率)とし、変動係数50%の対数正規分布に従うものと仮定する。

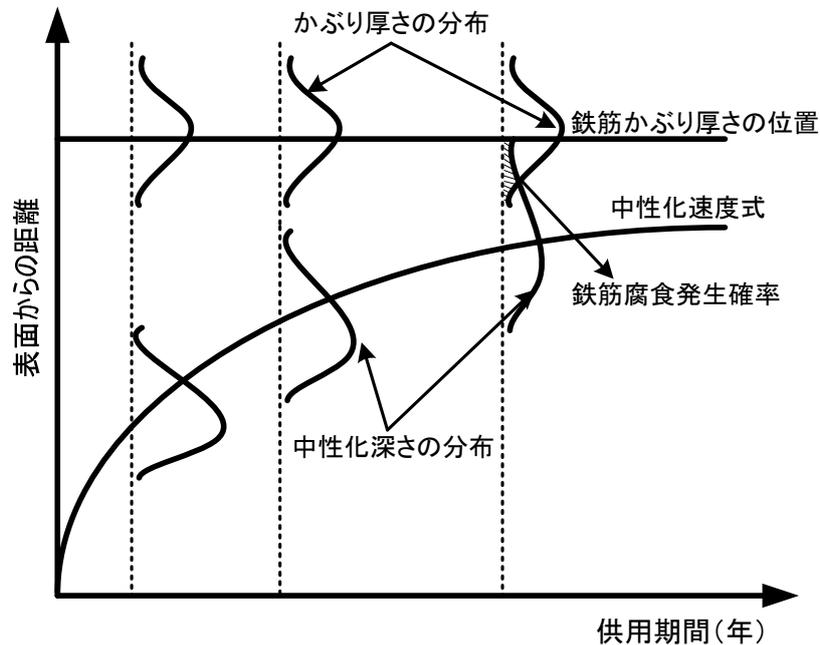


図 5 鉄筋腐食発生確率の計算

1.2.1.3 加速期後期

加速期後期（ひび割れ幅は1.0mm以上）以降においては、かぶりコンクリートは著しく損壊し鉄筋腐食に対する保護能力は、ほとんど失われると想定される。下式によって激しい剥離が生じる鉄筋腐食量を算定し、加速期後期の開始時間を評価することとした。

$$w_c = 2.5993x + 0.4773 \quad (6)$$

$$r = \frac{400w_c}{\rho_s \phi_o} \quad (7)$$

w_c : 鉄筋単位表面積あたりの腐食反応に消費された鉄筋量 (mg/mm^2), x : ひび割れ幅 (mm), d : 被り厚さ (mm), ϕ : 鉄筋径 (mm) (ϕ_o : 元の鉄筋径), ρ_s : 鉄の密度 ($7.85\text{mg}/\text{mm}^3$), r : 腐食による重量減少率 (%) (鉄筋の腐食量)

本研究では、文献[8]に従い腐食速度は裸鋼材の腐食速度と同一と推測して、0.14%/年（重量減少率）とし、変動係数50%の対数正規分布に従うものと仮定する。

1.2.1.4 中性化抑制効果評価

本研究では、構造体及び部材に仕上げ材が施されている場合、仕上げ材の中性化抑制効果及びその持続性を考慮し、中性化深さの算定を行うこととした。セメント系仕上げ材の場合、仕上げ材自身の中性化が進行し、その後躯体コンクリートの中性化が始まると考えられている。その抑制効果は、等価かぶり厚さの考え方で式(8)のように評価される。タイルの場合は式(9)を用いるものとした。また、高分子混入系仕上げ材の場合、紫外線や風雨

により仕上げ材の劣化が進行し、徐々に中性化抑制効果が失われ、文献[9, 10]に基づき、式(10)～式(12)のように中性化抑制効果とその持続性を評価した。特に樹脂塗膜の場合は、式(13)のように計算する。

$$C = A\sqrt{t} - M_{eq} \quad (8)$$

$$C = A \times S \times \sqrt{t} \quad (9)$$

$$C = A(\sqrt{t + R^2} - R) \quad (10)$$

$$C_i = A [\sqrt{t'_{i-1} + \Delta t + (R'_{i-1})^2} - (R'_{i-1})] \quad (11)$$

$$t'_{i-1} = (C_{i-1}/A + R'_{i-1})^2 - (R'_{i-1})^2 \quad (12)$$

$$R'_{i-1} = T_r \times 0.135 \times e^{-0.090t_{i-1}} \quad (13)$$

(条件： $\Delta t = 1$, $C_0 = 0$, $t_0 = 0$)

M_{eq} ：等価かぶり厚さ， S ：中性化抑制効果の係数， C_i ：ステップ*i*での中性化深さ(mm)， t'_{i-1} ：ステップ*i-1*での見かけ材齢(年)， R'_{i-1} ：ステップ*i-1*での中性化抵抗(年^{1/2})， t'_{i-1} ：ステップ*i-1*の仕上塗材の劣化材齢(年)， T_r ：樹脂塗膜厚さ(μ m)

1.2.3 複合劣化

実際には、中性化、塩害、凍害などの劣化機構が単独でRC造建築物に影響を与えるだけでなく、複合して影響を与えることがある。そのような場合には、単独の劣化機構で検討し、診断、対策を行うのみでは不十分となったり、かえって劣化を促進しかねないことがある。文献[11]により複合劣化を「独立的複合劣化」、「相乗的複合劣化」及び「因果的複合劣化」の3カテゴリーに分類し、後者の二つにおいては一般的に劣化速度が大きくなり、劣化症状も重くなりがちである。特に相乗的複合劣化である事例を初期の段階で認識できないと、予測に基づく対策が十分に発揮しなかったり、かえって逆効果となることにもなりかねない。このため、本研究では既往の研究により予測が可能である相乗的複合劣化を中心として下のような三つの複合劣化現象を検討することとする。

1.2.3.1 中性化及び内存塩分

一般に、中性化は乾燥期間が比較的長い乾湿繰り返し条件で進行し、塩化物の外部からの供給は塩化物イオンを含む水の存在が条件となる。従って、海洋環境における飛沫帯や感潮部では、塩化物イオンの供給量は多いが、供用条件下でのコンクリートの含水条件によっては、中性化がほとんど進行しない場合もあり、塩分侵入との複合が問題とならない場合もある。一方、除塩不足の海砂の使用などにより建設当初から塩化物イオンが内在する場合には、中性化の進行による塩化物イオンの濃縮が塩害を促進する可能性がある(文献[11])。つまり、中性化及び内存塩分となる複合劣化を評価することには、中性化したコンクリート中において、セメント水和物による塩化物イオンの固定能力の低下を考慮し

中性化領域前端における塩化物イオンの濃縮及び移動を計算することが必要である。本研究では、既往の文献[12, 13, 14]に基づき簡単な評価方法を提案する。

中性化による塩化物イオンの濃縮量を推定するために、塩化物イオンの固定化率の変化のみ（炭酸化係数）を考慮する場合には、塩化物イオンの固定化率の分布を仮定することにより中性化による塩化物イオンの濃縮が表現される。即ち、固定塩化物が液相中に解離されることにより、液相中の自由塩化物イオン濃度が上昇し、自由塩化物イオンの濃度勾配を駆動力とする拡散が促進される。また、未中性化域では液相中の塩化物イオン濃度に比例して塩化物イオンの固定量が増加するため、見かけ上全塩化物イオンは中性化のフロントで濃縮されることになる。劣化機構の複合を考慮した塩化物イオン濃度分布の計算フローを以下のように示す。

Step1. 初期条件の設定

$$C_{tot}(x,0) = C_I \quad (14)$$

Step2. 全塩化物量の分布

$$C_{tot}(x,t) \quad (15)$$

Step3. 固定化係数の算出

$$\alpha_{fixed} = \begin{cases} 1, C_{tot} \leq 0.001 \times 300; \\ 1 - 0.35(C_{tot} - 0.1)^{0.25}, 0.001 \times 300 \leq C_{tot} \leq 0.03 \times 300; \\ 0.543, C_{tot} \geq 0.03 \times 300; \end{cases} \quad (16)$$

Step4. 固定塩化物量の分布

$$C_{fixed}(x,t) = \alpha_{fixed} \times C_{tot}(x,t); \quad (17)$$

Step5. 自由塩化物量の分布

$$C_{free}(x,t) = (1 - \alpha_{fixed}) \times C_{tot}(x,t); \quad (18)$$

Step6. 炭酸化係数の算出 （中性化深さ ▶ $[H^+]$ 濃度 ▶ pH ▶ β_c ）

$$C_{H^+} = C_{H^+,o} [1 - \operatorname{erf}(\frac{x}{2\sqrt{D_H t}})] \quad (19)$$

$$D_H = \left[\frac{\alpha_c}{2 \operatorname{erf}^{-1}(1 - C_{H^+,bound} / C_{H^+,o})} \right]^2 \quad (20)$$

$$pH = -\log_{10}(C_{H^+}) \quad (21)$$

$$\beta_C = \begin{cases} 1.0, pH < 7.5; \\ -0.4 \times pH + 4.0, 7.5 \leq pH < 9.0; \\ -0.16 \times pH + 1.84, 9.0 \leq pH < 11.5; \\ 0, pH \geq 11.5 \end{cases} \quad (22)$$

Step7. 自由塩化物量の分布

$$C'_{free} = (1 - \alpha_{fixed} + \alpha_{fixed} \times \beta_C) \times C_{tot}(x, t); \quad (23)$$

$$C'_{fixed} = C_{tot}(x, t) - C'_{free}; \quad (24)$$

Step8. 自由塩化物量の拡散

$$\text{拡散方程式} \quad \blacktriangleright \quad C'_{free}(x, t + \Delta t) \quad (25)$$

Step9. 次の段階の塩化物量

$$C_{tot}(x, t + \Delta t) = C'_{free}(x, t + \Delta t) + C'_{fixed}(x, t) \quad (26)$$

$C_{H^+,o}$: 表面の $[H^+]$ 濃度 (mol/l) ; D_{H^+} : $[H^+]$ の拡散係数 ; α_c : 中性化速度係数 ; $C_{H^+,bound}$: 中性化の判定に用いる $[H^+]$ のしきい濃度 (mol/l) ; コンクリートの中性化深さは, 1%フェノールフタレインアルコール溶液をコンクリート表面に噴霧した時の呈色の有無によって判定される。従って, コンクリートのpHがあるしきい値pHよりも小さくなる表面からの深さを意味する。一般に, コンクリートの中性化の進行は \sqrt{t} 則で表されるので, コンクリートのpH分布の中性化による変化は, 拡散則で表現出来る。拡散方程式の解を適用してpHに関わる $[H^+]$ 濃度分布を表せば上式のように表される。

文献[15]により66の建物についてはコア採取によるコンクリート中の塩化物量の実態調査が行われた。建築物中の平均塩化物量が塩素イオン濃度で0.03%ごとに区分され, 度数分布として図6のように示される。この図によれば海砂を使用した建築物では平均塩分量が0.03%~0.12%の範囲にあるのに対し, 海砂を使用しなかった建築物では殆どの場合0.03%以下となっており, 0.06%を超えることはごくまれである。海砂を使った時, 一番多いのは0.06%~0.09% (1.2kg/m³~1.8kg/m³) である。このため, 本研究では中性化及び塩分内蔵となる複合劣化の事例に対して内蔵の塩分イオン量を1.5kg/m³と設定する。

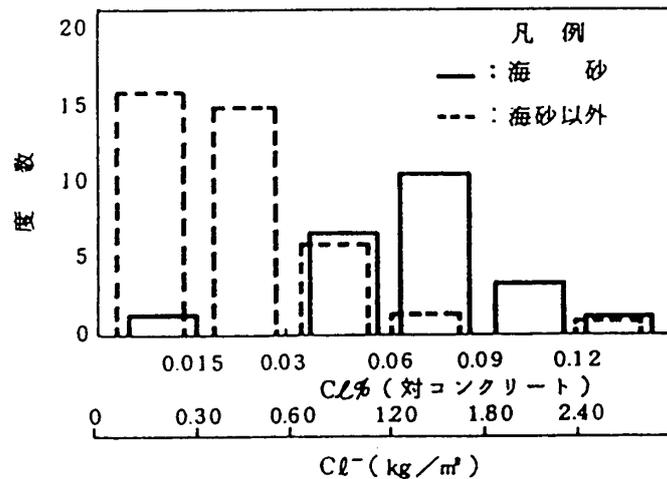


図6 度数分布[15]

1.2.3.2 凍害及び塩分侵入

塩分侵入と凍害との複合劣化作用を想定すると、凍害によりコンクリート中に微細なひび割れが発生し、塩化物イオンの浸透が促進され、鉄筋の腐食速度が加速される。なお、鉄筋腐食だけではなく、微細なひび割れによりコンクリートの材料性能も低下する。文献[16,17]によると、相対動弾性係数が60%の時、圧縮強度、曲げ強度、静弾性係数はそれぞれ約35%、60%、60%程度低下することを示した。従って、塩分侵入と凍害の複合作用を受けた建築物では、鉄筋とコンクリートとの付着性能および鉄筋の降伏強度を鉄筋の腐食に起因する低下を同時に考慮する。その上、断面性能も同様に鉄筋腐食によって発生するひび割れとかぶりの剥落および凍害によるコンクリートの材料性能の変化やスケーリングなどの現象を考慮することになる。本研究では、凍害によりスケーリング・ひび割れが生じる時のコンクリートの劣化指標を相対動弾性係数で表すこととし、この指標を用い塩分の見かけの拡散係数を修正して簡便に塩分侵入と凍害との複合劣化を評価することとした。

文献[18]により、凍結融解作用が発生するコンクリートの塩分の見かけの拡散係数 D_{pm} は、相対動弾性係数が80%以上の場合、凍結融解作用が発生しない事例と大差ないが、相対動弾性係数が50%程度になると、見かけの拡散係数は2~3倍に増加し、相対動弾性係数が20%程度の場合、6倍以上に増加することが認められた。本研究では、以上の実験結果に基づき式(27) (図7)を提案する。

$$D_{pm} = D_p \times m \quad (27)$$

$$E \leq 85\%, \quad m = 10.56 \times \exp(-2.77 \times 10^{-2} \times E) \quad (28)$$

$$E > 85\%, \quad m = 1.0 \quad (29)$$

E : コンクリートの相対動弾性係数(%), m : 修正係数, D_p : 見かけの拡散係数($\text{cm}^2/\text{年}$) (凍結融解なし)

耐久設計指針[6]には、コンクリートの相対動弾性係数が、露出している水平面・水掛かり面のコンクリートの場合、コンクリートの材料・調合・含水状態ならびに年間の平均凍結融解回数、最低温度及び経過年数をもとに、下式により算定できる。また、本研究では、凍結融解回数に対して環境からの不確実性を想定し、変動係数10%の対数正規分布を設定することとした。

$$E = (100 - C_{eq} \times t / 25) \times AIR \times WC \times Q \quad (30)$$

C_{eq} : 年間のASTM相当サイクル数(サイクル/年), t : 竣工後の年数(年), AIR : 目標空気量による係数, WC : 水セメント比による係数, Q : 粗骨材吸水率による係数

1.2.3.3 凍害及び中性化

複合劣化作用となる中性化及び凍害を想定すると、凍害による生じたコンクリート中の微細ひび割れによって透気性が高まり、二酸化炭素の拡散が容易になったためと考えられる。しかし、凍害は、コンクリートが飽水状態に近い場合にのみ起きるため、凍害で被害を受ける環境条件で中性化の進行する可能性が低いという報告もあった。本研究では、凍害及び塩分侵入の複合劣化と同じように相対動弾性係数を用い中性化速度係数を修正して簡便に複合劣化となる凍害及び中性化を評価することとした。既往の研究[.17]により相対動弾性係数が10%低下すると、中性化速度係数比は0.16増加し、相対動弾性係数80%では健全なコンクリートの約1.3倍となる。以上より、本研究では式3.2.31を用い凍害及び中性化の複合劣化における中性化速度係数を評価することとした。

$$A_m = A \times [-0.016 \times (E - 100) + 1] \quad (31)$$

E : コンクリートの相対動弾性係数(%), A : 中性化速度係数(凍結融解なし)

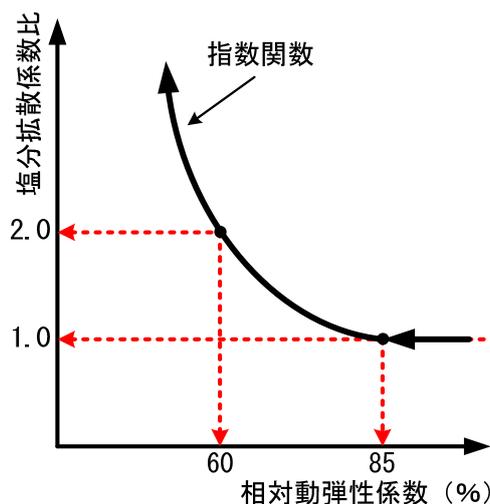


図7 相対動弾性係数と塩分の見かけ拡散係数との関係

1.3 構造安全性能及び使用安全性能評価

1.3.1 構造安全性能評価

1.3.1.1 梁と柱のせん断耐力の評価

各種設計基準のせん断設計[19, 20]では、せん断補強筋のトラス作用により伝達されるせん断力と、せん断補強筋の関与しない機構で伝達されるコンクリートの負担するせん断力が考慮されている。コンクリートの負担するせん断力の中には曲げ圧縮域コンクリートを斜めに伝わる圧縮力のせん断力方向の分力（アーチ作用）、ひび割れ面における骨材のかみ合い作用および主筋のだぼ作用等が含まれる。文献[21]においては、このコンクリートの負担するせん断力として、塑性理論に基づいたアーチ機構強度を加えることによりRC部材のせん断耐力を与えている。本研究では、この理論を用い、鉄筋が腐食したRC部材のせん断耐力を評価することとした。

付着破壊発生時のせん断耐力

トラス機構で負担するせん断力 V_t は、主筋の付着応力度を引張側端部の j_t の範囲で0とし、それ以外の範囲では付着割裂強度 τ_{bu} に達していると仮定し、式(32)となった。腐食した鉄筋とコンクリートとの付着性状は、日本コンクリート工学協会リハビリテーション委員会[22]での提案式（式(33)）により算定する。

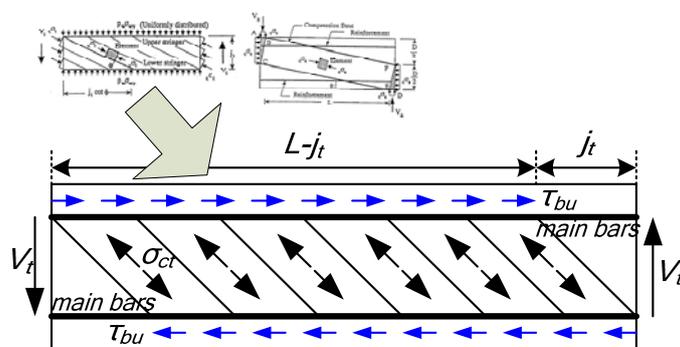


図8 トラス・アーチ機構の概念図

$$V_t = \tau_{bu} \times \sum \phi \times j_t \times (L - j_t) / L \quad (32)$$

$$\tau_{bu} = \tau_{bo} \times \exp(-0.0607r) \quad (33)$$

$$\tau_{bo} = (1.2 + 5p_w b / d_b) \sqrt{\sigma_B} \quad (34)$$

b : 部材幅 (cm), L : 内法スパン (cm), j_t : 外側主筋中心間距離 (cm), $\sum \phi$: 主筋周長合計 (cm), σ_B : コンクリート圧縮強度 (N/mm²), r : 鉄筋の重量減少率 (%), τ_{bo} : 主筋の付

着強度 (N/mm²) (腐食のない場合), d_b : 主筋の直径 (cm), p_w : 補強筋比

一方, アーチ機構で負担するせん断力 V_a は, 文献 [19, 20] のせん断強度式と同様に, 式 (35) で与えられる。

$$V_a = (v \times \sigma_B - \sigma_{ct}) \tan \theta \times b(D/2) \quad (35)$$

$$\tan \theta = \sqrt{\{(L/D)^2 + 1\}} - L/D \quad (36)$$

v : コンクリート圧縮強度の有効係数, σ_B : コンクリート圧縮強度 (N/mm²), σ_{ct} : コンクリート圧縮束の応力度 (N/mm²), D : 断面のせい (cm)

したがって, 付着破壊発生時のせん断耐力 V_{bu} は, トラス機構で負担するせん断力 V_t とアーチ機構で負担するせん断力 V_a の和として, 式 (37) で与えられる。

$$V_{bu} = V_t + V_a \quad (37)$$

付着破壊が発生しない場合のせん断耐力

付着破壊が発生しない場合, 梁のせん断耐力 V_u は式 (38) で与えられる。腐食鉄筋の降伏点は, JCI リハビリテーション委員会での提案式 (式 (40)) を用いて算定する。

$$V_u = b j_t p_w \sigma_{wy} \cot \Phi + \tan \theta (1 - \beta) b D v \sigma_B / 2 \quad (38)$$

$$\beta = \{(1 + \cot^2 \Phi) p_w \sigma_{wy}\} / (v \sigma_B) \quad (39)$$

$$\sigma_{wy} = \sigma_{wy0} (1 - 2.17r / 100) \quad (40)$$

σ_{wy0} : せん断補強筋の強度 (腐食のない場合) (N/mm²), Φ : トラスの傾斜角 (45° と仮定)

1.3.1.2 梁と柱の曲げ耐力の評価

使用される鉄筋の降伏点やコンクリートの応力度-ひずみ度関係が実状に即していれば, 平面保持を仮定した塑性曲げ理論は, 実際に得られる梁・柱の曲げ耐力をかなりの精度で予測できることが, 既往の多くの実験によって確認されている。平面保持を仮定した塑性曲げ理論が利用される一方で, 以下に示す曲げ終局強度略算式 (式 (41) 及び式 (42)), 文献 [21]) もよく利用されている。本研究では, これらの式と腐食鉄筋の降伏点の評価式 (式 (41)) を用い, 鉄筋が腐食した梁と柱の曲げ耐力を評価する。

$$\text{梁の曲げ耐力: } M_u = 0.9 a_t \sigma_y d \quad (41)$$

$$\text{柱の曲げ耐力: } M_u = 0.8 a_t \sigma_y D + 0.5 N D \left(1 - \frac{N}{b D \sigma_B}\right)$$

(42)

$$\sigma_y = \sigma_{y0}(1 - 2.17r/100) \quad (43)$$

柱の曲げ耐力式の適用は、 $0.4bD \sigma_B \geq N > 0$ の時 N : 柱軸方向力(N), a_t : 引張主筋断面積(mm²),
 σ_{y0} :

引張主筋の降伏点強度(腐食のない場合)(N/mm²)

1.3.1.3 せん断力に対する要求水準の設定

本研究では、再現期間500年(50年超過確率が10%)の地震動に対応する地震荷重でのせん断力 Q_E を鉛直荷重時せん断力 Q_L と合成した値を要求水準(式(44))として設定する。

$$Q_{DS} = Q_L + Q_E \quad (44)$$

なお、定常ポアソン過程に基づき、再現期間500年とした場合の地震動の年間超過発生確率は0.2%となる。

1.3.1.4 構造安全性能評価指標および破壊確率

ここでは、1.3で定めたせん断力 Q_{DS} に基づき式(45)及び式(46)で「せん断耐力評価指標 D_V 」と「曲げ耐力評価指標 D_M 」を定義する。

$$D_V = \frac{\min(V_{bu}, V_u)}{Q_{DS}} \quad (45)$$

$$D_M = \frac{2M_u/L}{Q_{DS}} \quad (46)$$

$D_V < 1$ の場合は、せん断破壊が生じると判断し、 $D_M < 1$ の場合は、曲げ破壊が生じると判断する。腐食速度のばらつきは対数正規分布(変動係数は50%)と仮定し、せん断耐力評価指標および曲げ耐力評価指標を評価する。図9に示すように、時間の経過とともにせん断耐力評価指標および曲げ耐力評価指標は低下して限界値(=1)に近づく。ここで、評価指標の分布はモンテカルロ法(試行回数1000回)により鉄筋腐食量を乱数として発生して求め、その分布の一部が限界値以下にある部分の総面積を「せん断破壊確率 P_M 」および「曲げ破壊確率 P_V 」と定義して算出する。

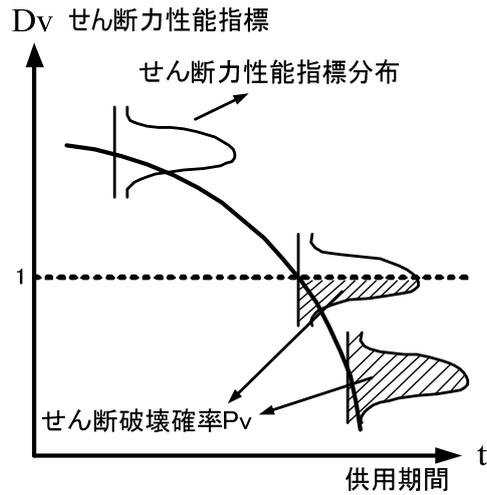


図 9 せん断破壊確率の定義(曲げ耐力の場合も同じ)

1.3.1.5 層破壊確率

同層の各柱の破壊確率に基づき、重み付け平均法で層破壊確率を評価することとした(式(47))。柱の軸方向耐力は重要性を反映し、同層の各柱の軸方向耐力の総和に対する比率を重み付け係数として定義する。

$$P^j = \frac{\sum_{i=1}^N [(P_{Vi}^j + P_{Mi}^j) \times Q_i^j]}{\sum_{i=1}^N Q_i} \quad (47)$$

P^j : j 階の層破壊確率, P_{Vi}^j : j 階の i 柱のせん断破壊確率, P_{Mi}^j : j 階の i 柱の曲げ破壊確率,
 Q_i^j : j 階の i 柱の軸方向耐力, N : 階ごとに柱の本数

1.3.1.6 建物破壊確率

一般の構造系は、破壊確率において概念的に直列系や並列系のシステムで表現することができる[23]。直列系は、どれか1つの破壊がシステムの破壊となることから、破壊確率の和として表現される。また、並列系は全ての破壊が同時に生起する時、システムの破壊となることから、破壊確率の積事象で表現される。本研究では、直列系に基づきどれか1つの層破壊が建物の破壊につながると仮定して、下式のように建物破壊確率を評価できるものとした。

$$P_f = 1 - \prod_{j=1}^M (1 - P^j) \quad (48)$$

P_f : 建物破壊確率, M : 建物の層数

1.3.2 使用安全性能評価

仕上げ材までも含めた鉄筋コンクリート造の構造体及び部材における使用安全性は、柱、梁及びスラブにおいては、小中地震（再現期間100年の地震動；定常ポアソン過程，年間超過発生確率は1.0%）に於いても，コンクリート片または仕上げ材が剥落しないことによって保証されるものとした。そこで，使用安全性は，コンクリートの一体性またはコンクリートと仕上げ材との一体性によって評価することとした。使用安全性を脅かすコンクリート片または仕上げ材の剥離現象が生じる状況としては，鉄筋コンクリート造においては，鉄筋の腐食膨張によるかぶりコンクリートのひび割れが進展・拡大してコンクリート片及び仕上げ材の剥離に至る場合が想定される。

本研究では，コンクリートと仕上げ材との一体性を評価する手法がまだ確立されていないため，中性化速度係数或は塩分の見かけ拡散係数，かぶり厚さ及び鉄筋腐食速度の不確実性を考慮した上で，剥離が生じるひび割れ幅は0.5mm～1.0mm（均等分布）と設定し，式(6)及び式(7)により剥離が生じる鉄筋腐食量を算定し，モンテカルロ法でかぶりコンクリートの「剥離確率 P_s 」を使用安全性評価として計算することとした。つまり，鉄筋腐食によるかぶりコンクリートの剥離が生じた時，小中地震に伴うかぶりコンクリートの剥落も起きると考えられる。

1.4 劣化リスクの評価

1.4.1 リスクの定義

日頃よく使われる“リスク”あるいは“危険”という意味は，金融工学におけるように，利得または損失の両者を考え，それぞれが生じる可能性の大きさを言うこともあれば，事故や災害の事象そのものを示すこともある。例えば，文献[.24]によりリスクを定義したものには次のようなものがある。

①心理学の分野では，事故や災害などの危険事象，すなわち損失そのもの（peril）を意味している。（損失の原因）

②地震，台風，災害，交通事故といった危険事象を発生させる個別の事実やその集合（hazard）をいうこともある。（危険な状態）

③環境経済学では，人間が生活していくうえで，不合格な状況が生じる可能性の大きさ，すなわち，損失の発生確率（probability of loss）としている。

④発生の可能性を考慮せず，単に損失（consequence, loss）を意味することもある。

⑤経済学，特にファイナンス分野では，結果が期待値から乖離する大きさとして用いられる。

⑥発生確率が付与された損失とする。（広義リスク）

⑦損失の発生確率と損失との積，すなわち損失期待値（expected loss）とする。（狭義リスク）

このような広義な定義方法とともに，建設分野を含め，工学分野においては，⑦と同じようなJIS Q 2001[25]を踏まえたリスクの定義方法が一般的には使われている。これによると，事態の発生確率とその結果の組み合わせと定義され，平易には将来における不確かな損失，あるいは不利益とその発生確率の組み合わせと解釈する。これは損失，あるいは

は不利益に伴う事態の発生という問題を事前に検討する場合には、想定される事態の発生頻度(frequency),あるいは確率(probability)と事態が発生した場合の結果(consequence)という二つの側面から、これらの定量化された指標(式(49))を天秤にかけて意思決定者は「リスク」をイメージするためである。

$$\text{リスク (R)} = \text{損失の発生確率 (P)} \times \text{損失 (C)} \quad (49)$$

R は期待値であり、それは平均値のことであるから一般にはなじみがあり、この値を用いてリスクの大きさを示す指標とすることは合理的である。このため、本研究では以上の定義による損失期待値を用い、劣化リスクを評価することとした。

1.4.2 劣化リスクの評価

建築物に対する要求性能(表2,文献[6])のうち、中性化や塩害などの劣化に伴うコンクリートのひび割れ・剥離・脆弱化,鉄筋の腐食などの現象との関係が,過去に定量的な研究がなされてなく明確になっていないもの(美観性など),技術資料等に基づいても構築しにくいもの(断熱性,遮音性など)については設計供用期間内の性能を予測あるいは確保することは困難である。また,相当激しい劣化に至るまでは構造体及び部材の性能には関与しないと考えられるもの(耐火性,断熱性,遮音性など)については,他の性能の低下が先行して生じるため,その性能の確保を目的として耐久設計や維持保全などを行うことが無意味である。このため,本研究では,構造安全性能及び使用安全性能を中心として劣化リスクを下のように定義する。

劣化リスクの定義:「鉄筋コンクリート造建築物の構造安全性能・使用安全性能の観点から材料劣化に伴う経済負担を対象とし,その発生確率と経済負担の組み合わせ」

表 2 建築物における要求性能

構造安全性	耐震性,耐風性,耐積雪性,耐火性など
日常安全性	使用安全性,対人・対物安全性
使用性	防振性,断熱性,遮音性,防水性,気密性など
復旧可能性	修復性
視環境性	美観性

劣化予測結果に基づいて算定した「建物破壊確率 P_f 」と「剥離確率 P_s 」,再現期間500年と100年の地震動の年間超過確率(v_f と v_s)および地震に伴う破壊(全壊という意味)による損失コスト C_f とかぶりコンクリートの剥落による損失コスト C_s を用い,式(50)により設計供用期間の劣化リスク E を算定する。ただし,損失発生時の損失額も現在価値に換算し評価する。

$$E = \int_0^T \frac{I}{(1+k)^t} \times (C_f \times P_f \times v_f + C_s \times P_s \times v_s) dt \quad (50)$$

$$k = \frac{(1+i)}{(1+h)} - 1 \quad (51)$$

T : 設計供用期間(年), i : 資本の利率(%), h : 物価上昇率(%), v_f : 再現期間500年の地震動の年間超過確率(%), v_s : 再現期間100年の地震動の年間超過確率(%), C_f : 地震に伴う破壊による損失コスト, C_s : かぶりコンクリートの剥落による損失コスト

損失コストの設定は、単純に撤去・再建費用のみを考慮すればよいわけではなく、施設、設備または建築物が使用できなくなったことによる営業損失、人的損失などを考慮する必要があるが、これを見積ることは極めて難しい。現状はこれを定量的に評価することが困難であることから、本論文の解析には含めないこととする。したがって、既往の研究から、建築物の用途により初期建築費用を基準金額として地震に伴う破壊および剥落による損失コストを後述のように定める。

1.5 試算例及びまとめ

計算対象は、12階建てRC造建築物（ラーメン構造）（図10）とし、劣化予測に必要なパラメータは1階、6階、12階の側柱を例として表3の通りとした。劣化リスクの計算に必要なパラメータを表4に示す。ただし、各事例の初期建築費用は簡便に計算するため、1.0と設定する。

再現期間500年となる地震荷重分布の算定は、応答スペクトル法により行う。本研究では、建築学会の「建築物荷重指針・同解説」に基づき加速度応答スペクトルを定め、固有振動解析結果から1次から3次までの固有周期と固有モードを用いて、モーダル解析により地震荷重の分布型を求めることとした。以上より、本試算例は再現期間500年となる地震動の大きさを代表する1階における層せん断係数が0.25となるように設定し、静的非線形解析を用いて各部材の応力（要求水準）を評価する。

本研究では、塩分侵入、中性化、複合劣化（中性化及び内蔵塩分、凍害及び塩分侵入、凍害及び中性化）を劣化環境と仮想し、それぞれの評価条件及び結果を次のように表す。なお、建物及び層毎の剥離確率を評価する時、前述の手法により柱、梁及び外壁ごとに部材の剥離確率を計算し、各部材の露出面積の比率を重み付け係数として平均の剥離確率を求めることとした。

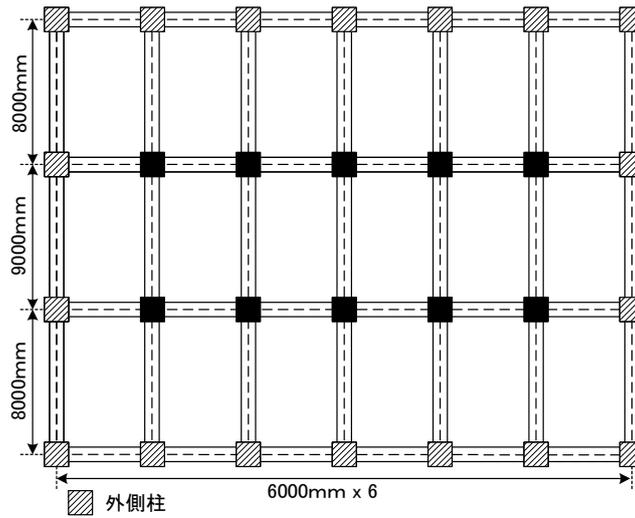


図 10 基準階伏図

表 3 劣化予測に必要なパラメータ

側柱の位置	1階	6階	12階
せい D (cm)	95	95	90
幅 b (cm)	95	95	90
内法スパン L (cm)	400	350	350
かぶり厚さ x (cm)	4.00	4.00	4.00
主筋の直径 d_b (cm)	4.1	4.1	3.2
主筋の降伏強度 σ_{yo} (N/mm ²)	400	400	400
補強筋の降伏強度 σ_{wyo} (N/mm ²)	800	800	300
補強筋比 p_w	0.003	0.003	0.003
要求水準 Q_{DS} (kN)	1355	701	218

*引張り鉄筋比は約2.5%

表 4 劣化リスク評価に必要な費用項目

初期建築費用 C_I	1.00
地震に伴う破壊（全壊という意味）による損失コスト $C_f (\times C_I)$	10.0
かぶりコンクリートの剥落による損失コスト $C_s (\times C_I)$	2.0
資本の利率 i (%)	3.0
物価上昇率 h (%)	1.0

1.5.1 塩分侵入事例

本章では、表面塩化物イオン量を 3.0kg/m^3 と仮定し、幾つかの事例の分析条件を表5に示す。前述に提案した劣化リスク評価手法により、各事例の破壊確率、剥離確率、劣化リスクなどを図11及び図12のように表す。

結果により、階数が高くなるにつれて、各柱に作用するせん断荷重が小さくなるため、同じ水セメント比のコンクリートでも層破壊確率が小さくなるとともに、各事例とも12階の破壊確率がほとんどゼロになる。なお、仕上げ材がある事例は、同セメント比での仕上げ材のない事例に比べて、鉄筋の腐食量が小さいが、供用期間の増大に伴い建物破壊確率及び剥離確率が高くなり、同セメント比での仕上げ材のない事例と同じになっていくと見られる。

水セメント比の減少に伴いコンクリートの塩分の見かけ拡散係数が小さくなり、塩分侵入による鉄筋腐食量が減少することで建物破壊確率、平均剥離確率及び劣化リスクも低下していく。供用期間100年での劣化リスクの結果を見ると、水セメント比45%を除き、初期建築費用の約0.5倍になる。

図13は予定供用期間を60年及び100年を設定する場合、3つの塩害環境における各事例の劣化リスクの内訳を示す。結果により、表面塩分イオン量に関わらず、水セメント比の増加につれて、劣化リスクに対して破壊による損失の比率は高くなる傾向がある。なお、同一の水セメント比で、表面塩化物イオン量が高いほど、破壊による損失の比率も高くなる。剥落による損失の結果には、表面塩化物イオン量の増加につれて、水セメントに関わらず、ほぼ一定になる傾向がある。

表 5 各事例の分析条件(塩分侵入)

分析条件	仕上げ材種類			
	なし	なし	なし	厚膜型 エポキシ樹脂
	N60_CL12F	N55_CL12F	N45_CL12F	CF60_CL12F
水セメント比 (%)	60%	55%	45%	60%
仕上げ材の厚さ h (mm)	-	-	-	0.49
コンクリート 塩分の見かけ拡散係数 D_p ($\text{cm}^2/\text{年}$)	2.61	1.91	0.89	2.61
コンクリートの圧縮強度 f'_c (N/mm^2)	400	450	550	400
仕上げ材 塩分の見かけ拡散係数 D_{so} ($\text{cm}^2/\text{年}$)	-	-	-	0.0038
仕上げ材の耐用年数 r_t (年)	-	-	-	15

1.5.2 中性化事例

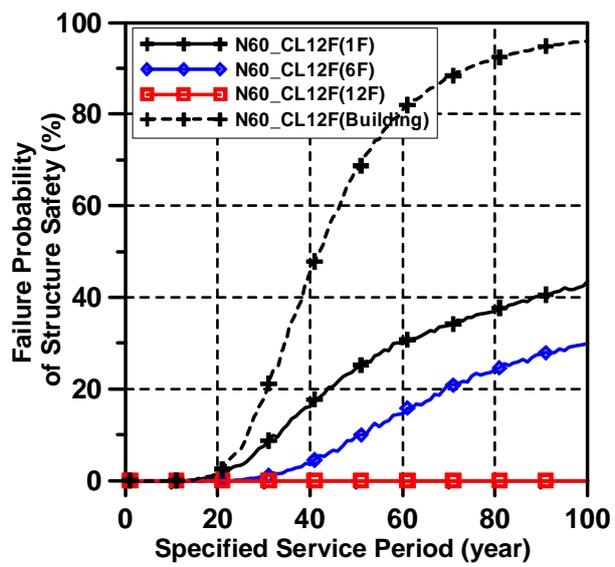
中性化の劣化環境に対して、本章では水セメント比60%の事例を主として分析条件を表6に示し、仕上げ材の種類はモルタル、樹脂塗膜及びタイルと設定される。なお、文献[6,8]により、室外と室内との二酸化炭素濃度、湿度、温度、酸素濃度などの劣化環境条件が違

い原因でそれぞれの中性化速度係数及び鉄筋の腐食速度を設定することとし，室外における鉄筋の腐食速度は1.3.2と同じように設定され，室内におけるのは室外の三分の一にされる。各事例の破壊確率，剥離確率，劣化リスクなどを図14及び図15のように表す。

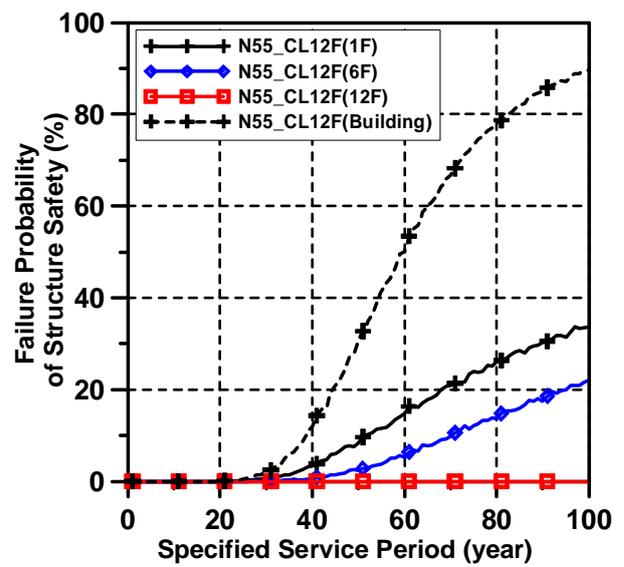
表 6 各事例の分析条件(中性化)

分析条件	仕上げ材種類	なし	モルタル	樹脂塗膜	タイル
		N60_Cb12F	M60_Cb12F	C60_Cb12F	T60_Cb12F
水セメント比(%)		60	60	60	60
コンクリートの圧縮強度 f_c' (N/mm ²)		400	400	400	400
仕上げ材の厚さ h (mm)		-	20	0.10	-
中性化抑制効果の係数 S		-	-	-	0.5
等価かぶり厚さ M_{eq} (mm)		-	16	-	-
仕上げ材の耐用年数 r_i (年)		-	-	15	-
中性化速度係数 A (mm/(年) ^{0.5}) : 7.57(室内) ; 3.80(室外)					

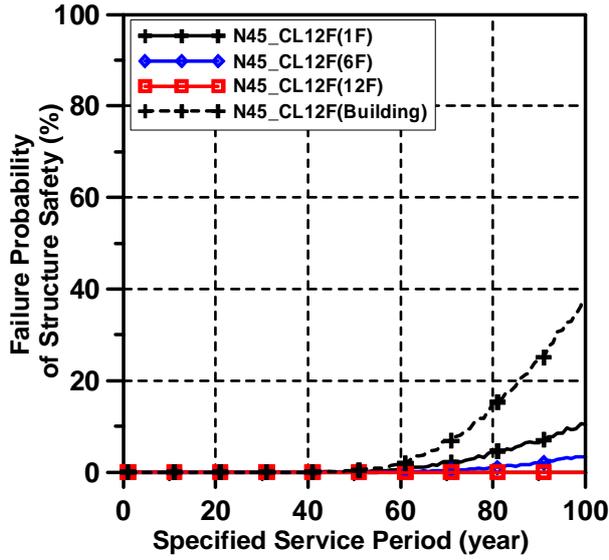
結果により，塩分侵入と同じように階数が高くなるにつれ，各柱に作用するせん断荷重が小さくなるため，同じ水セメント比のコンクリートは層破壊確率が小さくなるとともに，各事例とも12階の破壊確率がほとんどゼロになる。なお，各事例とも建物破壊確率と1階の層破壊確率との差が小さいため，劣化に伴う損失は1階の劣化状況で支配されると考えられる。供用期間100年での劣化リスクの結果によると，全部の事例は初期建築費用の約0.1倍以下になるが，タイルのケースはほとんどゼロになる。



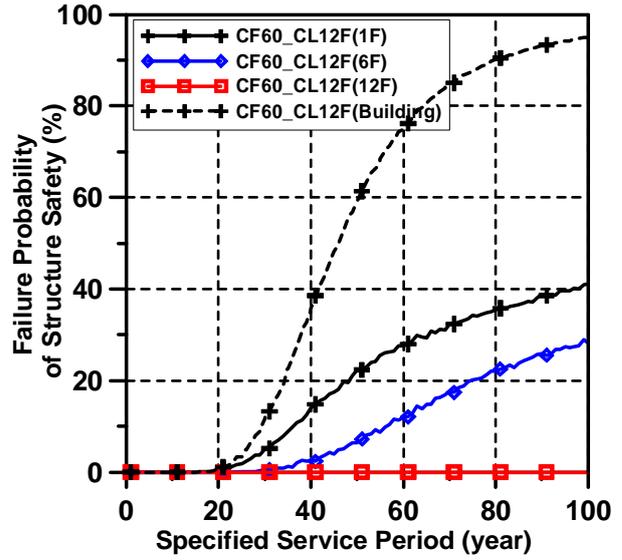
a. 水セメント比 60%, 仕上げ材なし



b. 水セメント比 55%, 仕上げ材なし

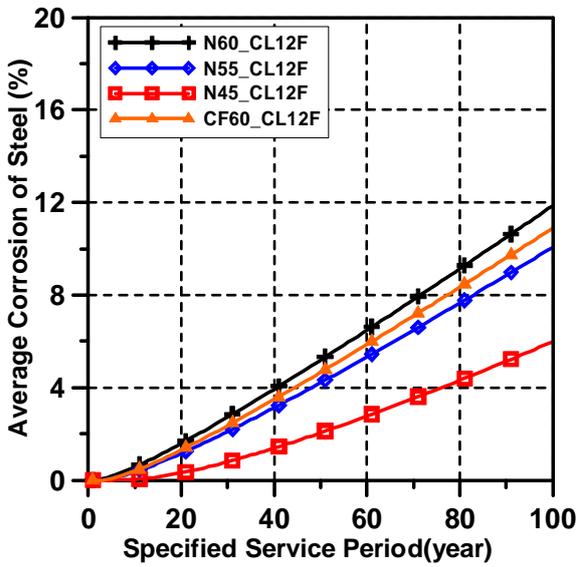


c. 水セメント比 45%, 仕上げ材なし

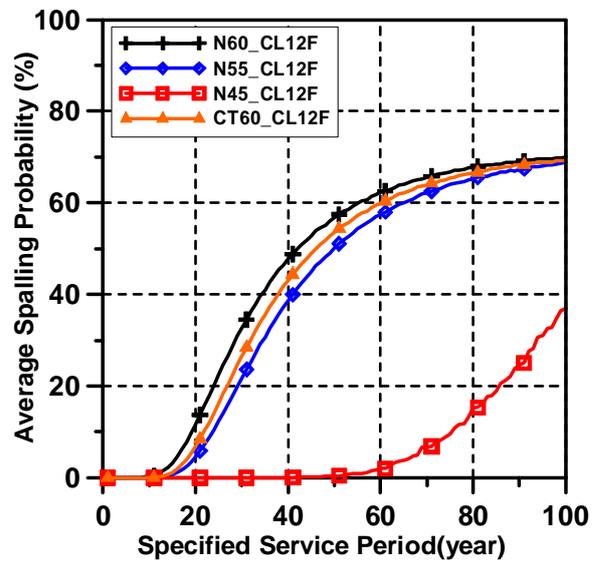


d. 水セメント比 60%, 柔軟型エポキシ樹脂

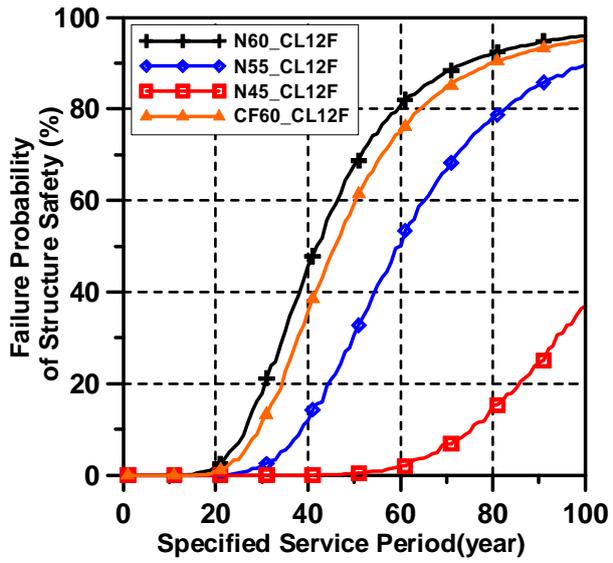
図 11 12 階建てビルの層破壊確率及び建物破壊確率(塩分侵入事例)



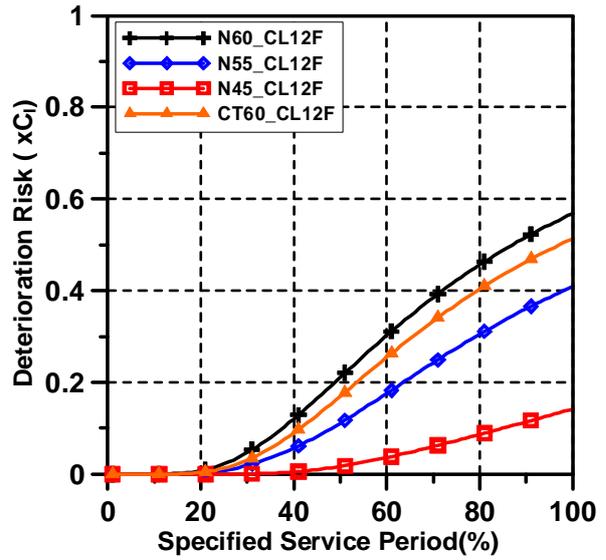
a. 平均鉄筋腐食量



b. 平均剥離確率

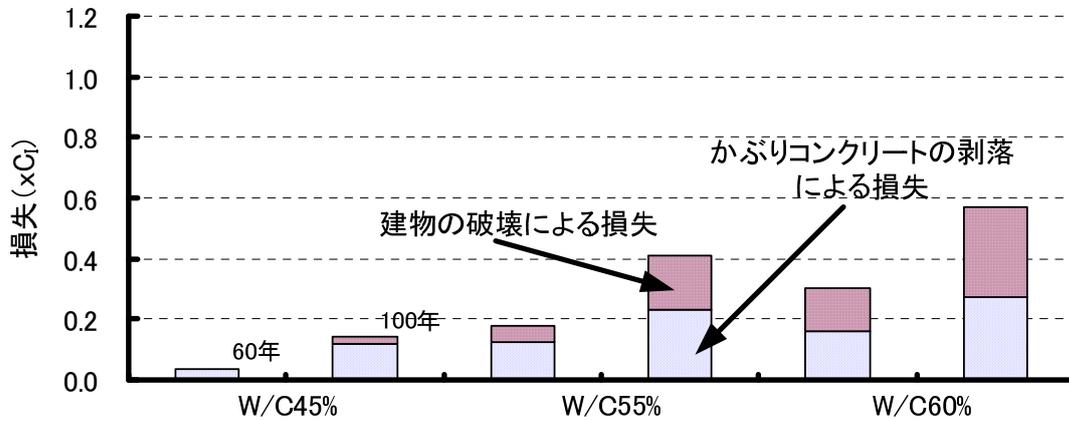


c. 建物破壊確率

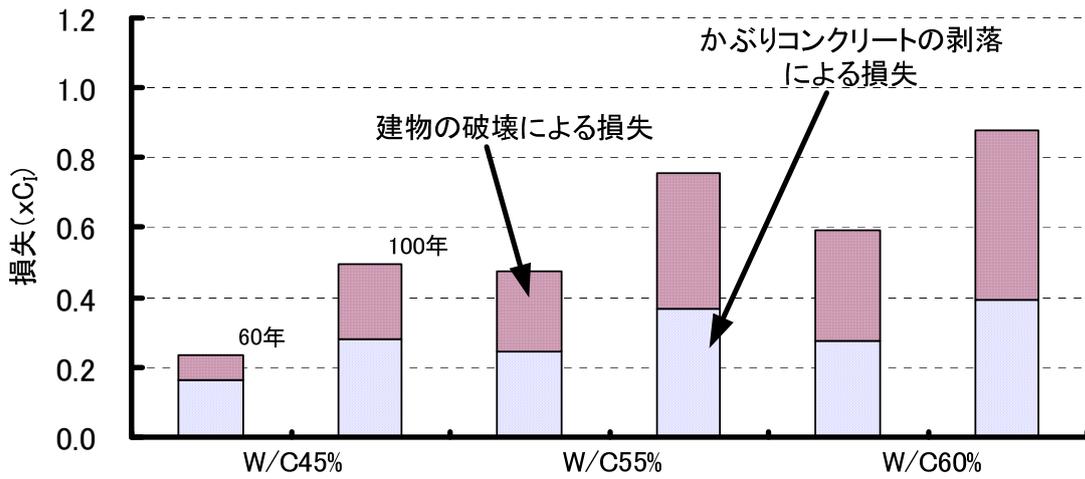


d. 劣化リスク

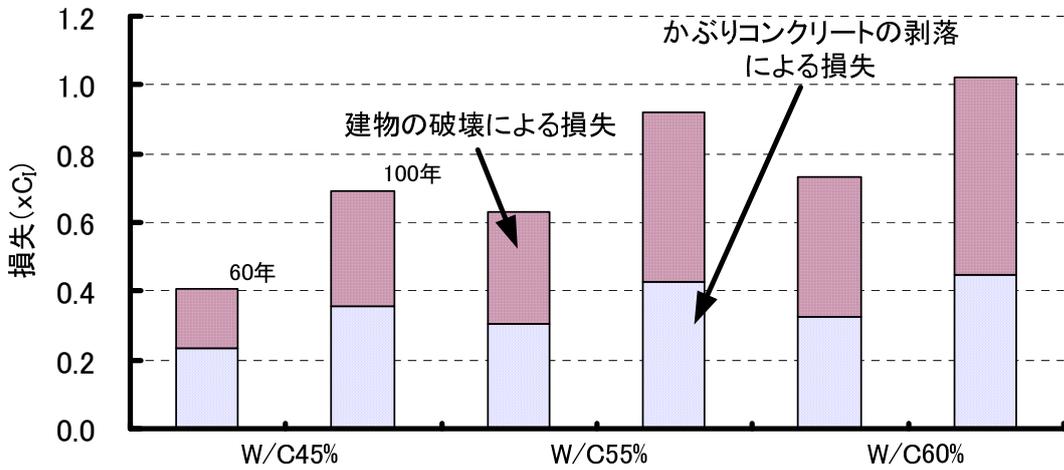
図 12 12階建てビルの平均鉄筋腐食量, 平均剥離確率, 建物破壊確率と劣化リスク(塩分侵入事例)



a. 表面塩化物イオン量 3.0kg/m³

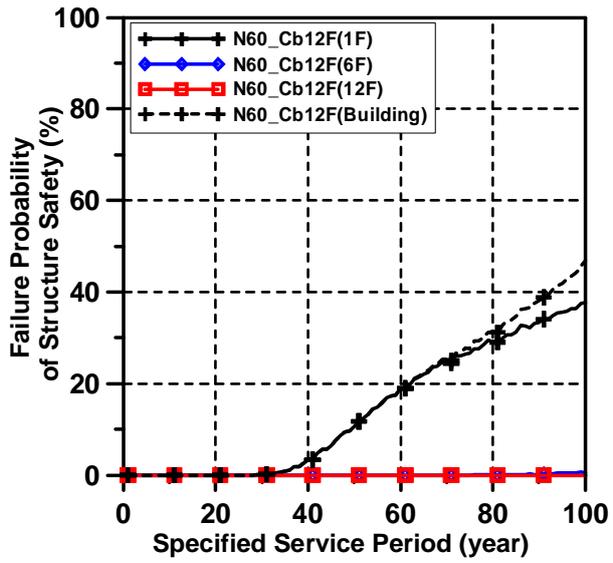


b. 表面塩化物イオン量 6.0kg/m³

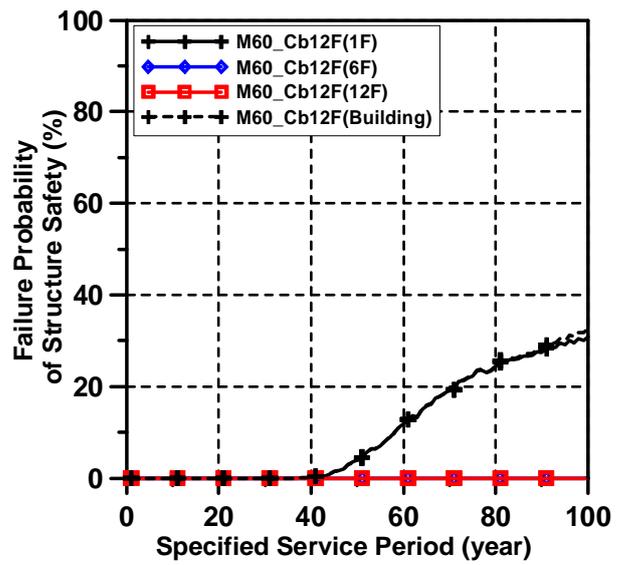


c. 表面塩化物イオン量 9.0kg/m³

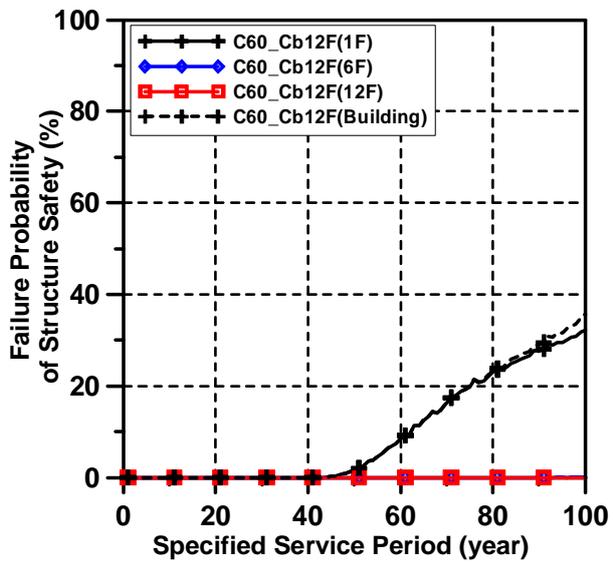
図 13 劣化リスクの内訳



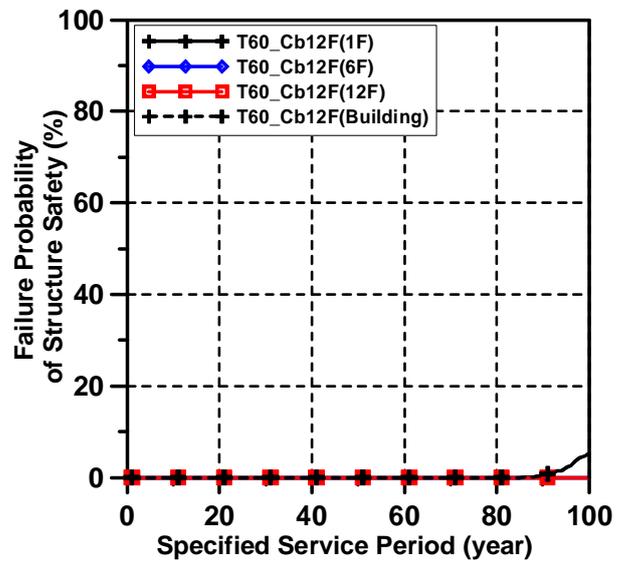
a. 仕上げ材なし



b. モルタル

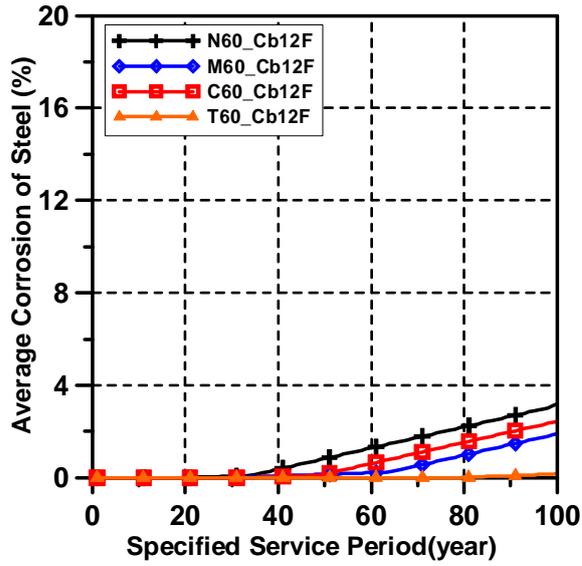


c. 樹脂塗膜

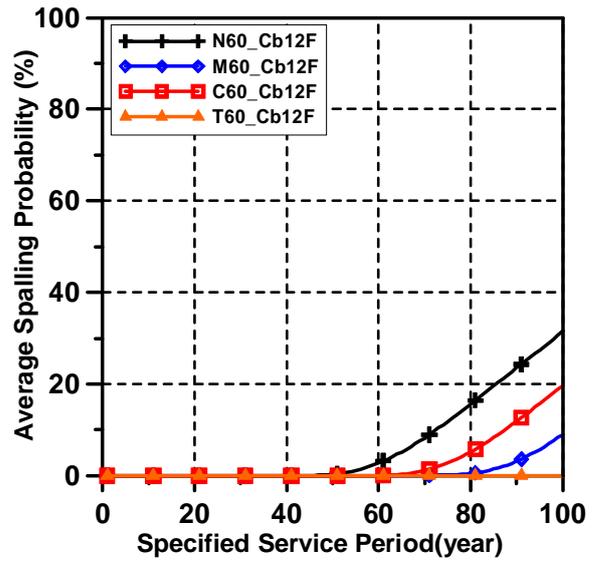


d. タイル

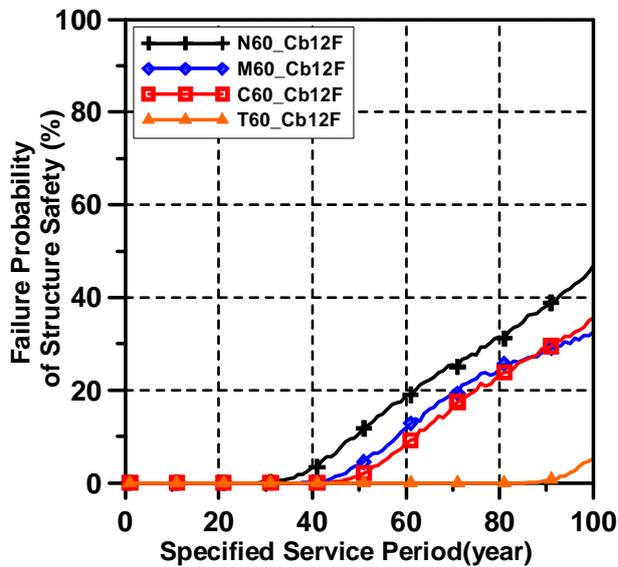
図 14 12 階建てビルの層破壊確率及び建物破壊確率(中性化事例)



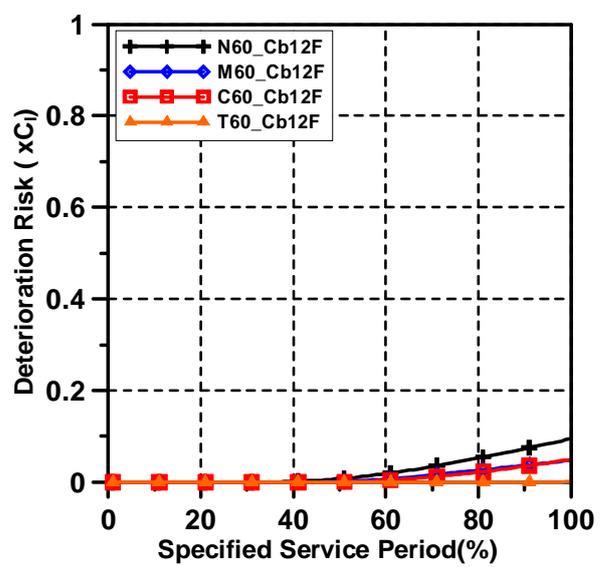
a. 平均鉄筋腐食量



b. 平均剥離確率



c. 建物破壊確率



d. 劣化リスク

図 15 12 階建てビルの平均鉄筋腐食量, 平均剥離確率, 建物破壊確率と劣化リスク(中性化事例)

1.5.3 複合劣化事例

複合の劣化環境における分析条件は表7のように仮定された。前述に提案した複合劣化の評価手法に基づき各事例の破壊確率，剥離確率，劣化リスクなどを図16及び図17のように表す。

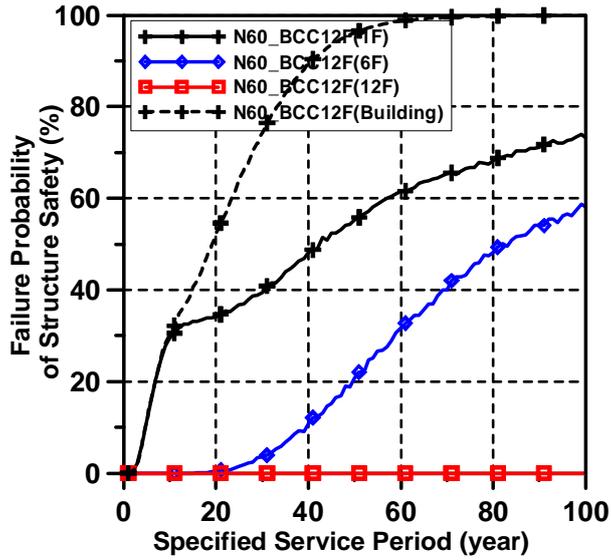
表 7 各事例の分析条件(複合劣化)

複合劣化 種類 分析条件	中性化 塩分内存	凍害 塩分侵入	凍害 中性化
	N60_BCC12F	N60_BFC12F	N60_BFN12F
水セメント比(%)	60	60	60
コンクリートの圧縮強度 f_c' (N/mm ²)	400	400	400
塩分内存 C_{init} (kg/m ³)	1.5	0	0
表面塩分イオン量 C_o (kg/m ³)	0	3.0	0
中性化速度係数(室内) A (mm/(年) ^{0.5})	7.57	-	7.57
中性化速度係数(室外) A (mm/(年) ^{0.5})	3.8	-	3.8
年間のASTM相当サイクル数 C_{eq} (サイクル/年)	-	25	25
目標空気量による係数 AIR	-	1.0	1.0
水セメント比による係数 WC	-	1.0	1.0
粗骨材吸水率による係数 Q	-	1.0	1.0

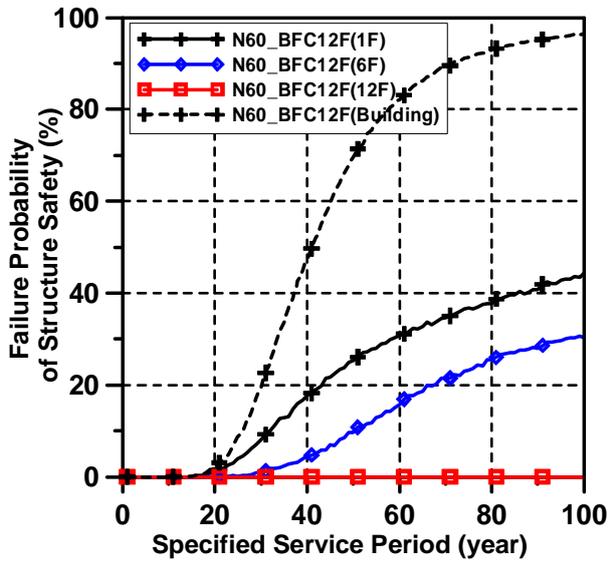
凍害及び塩分侵入の複合劣化と塩分侵入だけの単独劣化との結果を比較すると，凍害の原因で時間を経て塩分の見かけ拡散係数が高くなるが，両方での鉄筋腐食が同じ時間で発生したため，劣化リスクもほぼ同じだと判明する。凍害及び中性化の複合劣化の結果を見ると，凍害の原因で中性化だけの単独劣化より鉄筋の腐食が早めに発生したが，両方での腐食量の差が少ないため，劣化リスクの差も少ないと考えられる。

中性化を考慮した各事例の結果を比べると，複合劣化機構を考慮した事例は鉄筋の腐食量が多く，特に塩分内存の場合は，最外側における鉄筋の平均重量減少率が15%以上に達し，中性化のみの事例の約5倍になる。なお，再現期間500年地震動下の破壊確率の結果を見ると，供用期間60年以降ほぼ100%に上る。このことは，塩分内存の時，建設直後に鉄筋の腐食が全面的に発生したためである。

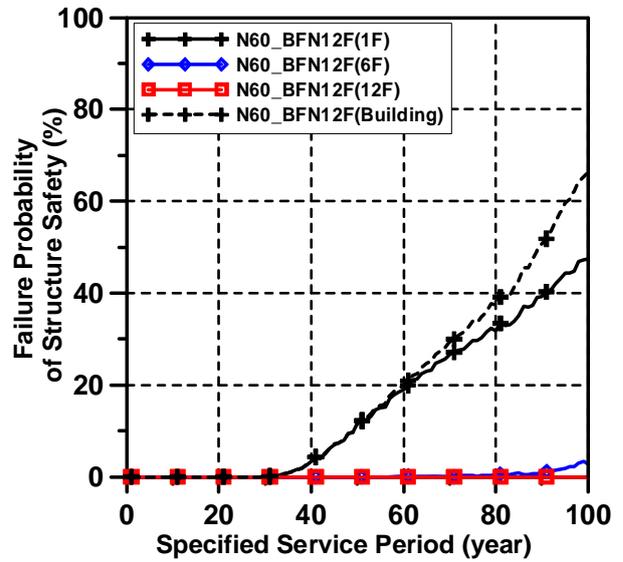
100年及び60年の供用期間における劣化リスクの内訳は図18のようになる。予定供用期間を100年と設定する場合，凍害を考慮した複合機構は単独機構に比べて劣化リスクがほぼ同じだと見られるが，塩分内存の事例には，劣化リスクが初期建築費用の約1.0倍になり，中性化だけの劣化リスクの10倍になることがわかる。



中性化及び塩分内侵

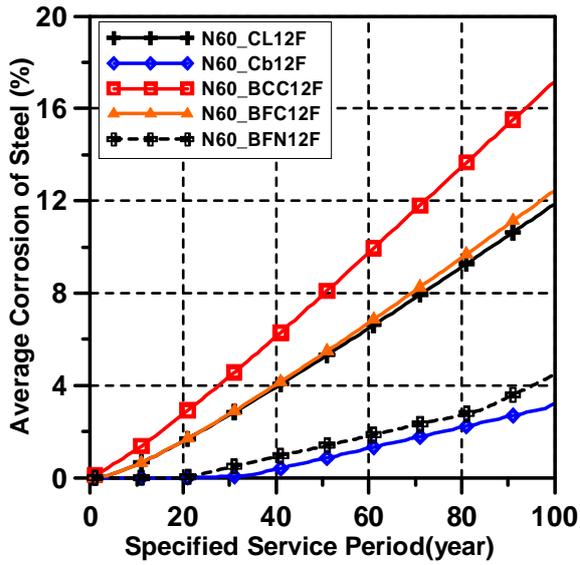


b. 凍害及び塩分内侵

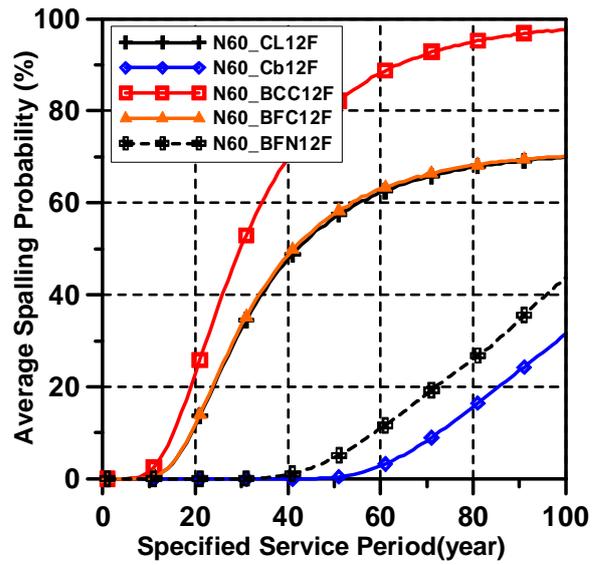


c. 凍害及び中性化

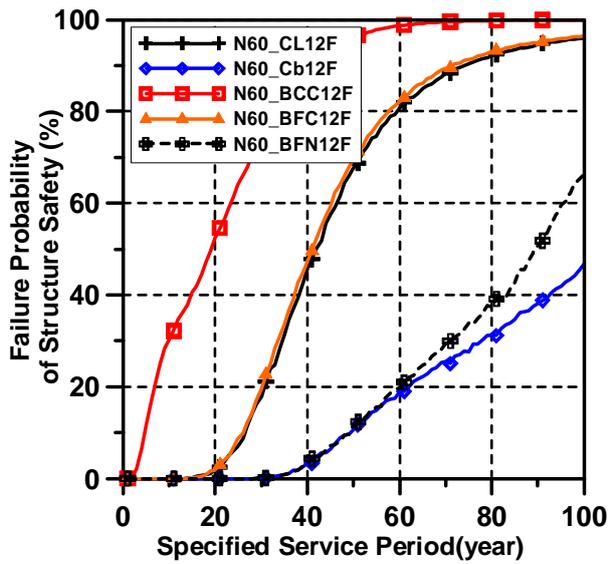
図 16 12 階建てビルの層破壊確率及び建物破壊確率(複合劣化事例)



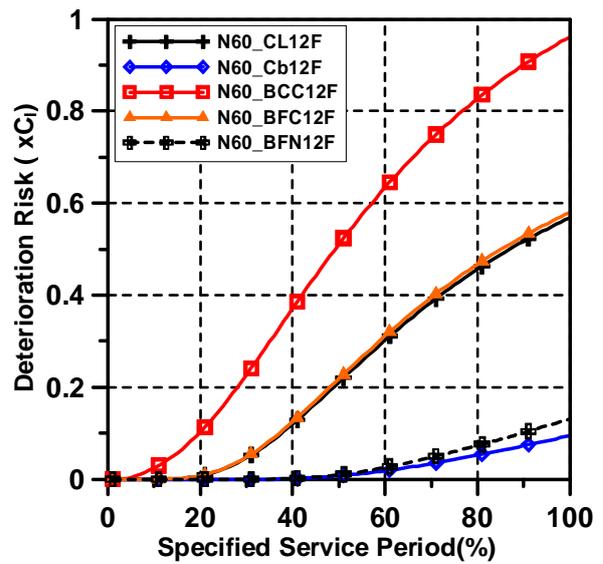
a. 平均鉄筋腐食量



b. 平均剥離確率

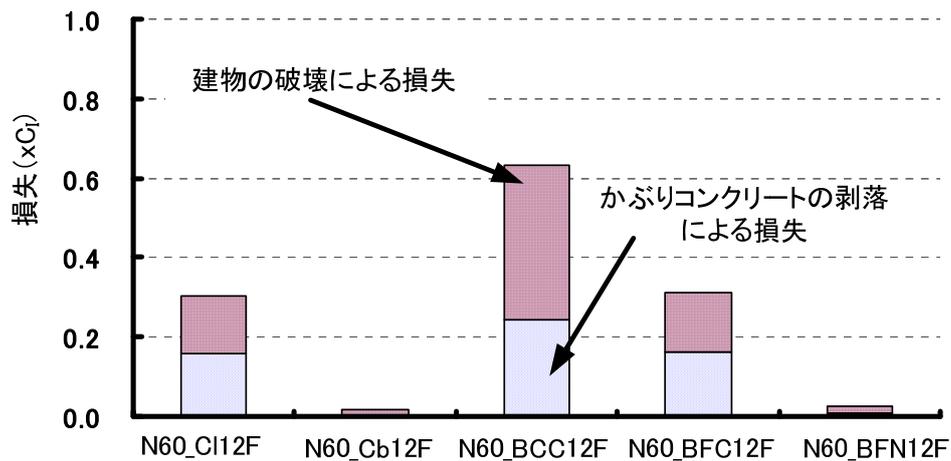


c. 建物破壊確率

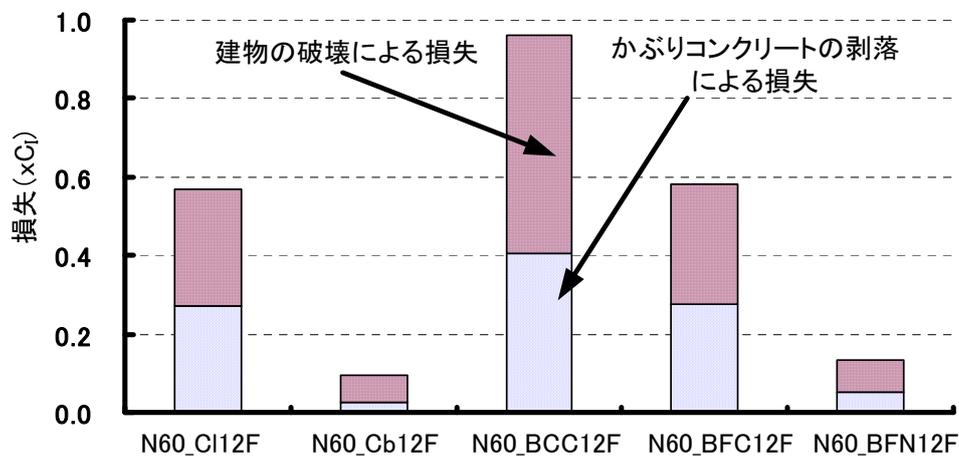


d. 劣化リスク

図 17 12階建てビルの平均鉄筋腐食量, 平均剥離確率, 建物破壊確率と劣化リスク(複合劣化事例)



a. 予定供用期間 60 年



b. 予定供用期間 100 年

図 18 劣化リスクの内訳

1.5.4 本章のまとめ

本章では、塩害、中性化及び複合劣化（中性化及び内蔵塩分、凍害及び塩分侵入、凍害及び中性化）の劣化リスク評価の構築手法を提案した。RC造建築物における劣化リスクには、再現期間500年の地震動に伴う破壊による損失コスト（構造安全性評価）のほかに、再現期間100年の地震動に伴うかぶりコンクリートの剥落による損失コスト（使用安全性評価）も含まれる。試算例と同じように各劣化環境に伴うリスクを評価し、各劣化リスクの構成をもとに予防保全視点に基づく水セメント比或は仕上げ材の選択することが可能だといえる。さらに、提案した手法により、RC造建築物を対象として単独劣化となる塩分侵入或は中性化に伴う損失を定量することができるだけでなく、中性化及び塩分内蔵などの複合劣化も考えられる。将来、様々な仕上げ材における劣化因子遮断機構及び経年劣化モデルを劣化リスクの評価手法に取り入れ、より現実に合う現象を模擬することが可能だと考えられる。

2. RC造建築物・部材の限界状態および耐用年数に関する研究

2.1 始めに

建築物における維持保全活動を計画する前に、まず耐用年数あるいは限界状態を評価する。建築物の耐用年数には、法的耐用年数、物理的耐用年数、社会的耐用年数などがある。このことは、建築物が解体されて除却されるまでの耐用年数は、各種の原因があり、必ずしも物理的耐用年数だけで決まるわけではないことを意味する。しかし、以前に比べて、RC造建築物の早期劣化状況に関心が高まることで、その耐用年数が、物理的耐用年数に基づくものが多くなってきた[34]。このため、本研究では物理的耐用年数をRC造建築物・部材の耐用年数と定義した。

近年、鉄筋コンクリート造建築物の耐用年数の評価規準としては、中性化寿命説（あるいは塩分侵入量）、鉄筋の腐食確率に関するひびわれ寿命説及び構造耐力低下寿命説の三つがある。いずれも確率的手法により環境条件やコンクリートの品質などのばらつきを考慮し、既往の実態調査に基づき限界量を要求機能・性能に合うように設定して耐用年数を予測する。鉄筋腐食確率は部材のひび割れと構造耐力低下との関係があるが、要求機能・性能に基づき明確的な評価手法が必要だと思う。このため、本章では、信頼性理論により1.3に示す構造安全性能及び使用安全性能の限界状態を考慮してRC造建築物・部材の耐用年数の予測手法を提案することとした。なお、鉄筋コンクリート造建築物の耐久設計施工指針に提案された性能設計法により維持保全限界状態及び設計限界状態は予防保全の視点及び鉄筋の腐食確率という概念に基づき定義されたが、使用安全性能および構造安全性能に対して鉄筋の腐食確率より明確的な評価指標を用い、予防保全のみならず性能限界の視点も包含する考えでRC造建築物・部材のライフサイクルを定めることが必要だと思う。

既存建築物の維持保全および耐用年数予測は、新築の建築物と違い、劣化に関わるデータが予測値だけではなくて、現時点で得られた点検資料や調査資料などもある。既存建築物を対象として詳細な調査により得られた中性化深さ、侵入塩分量あるいは鉄筋腐食量がそれまでの予測値と異なることになった場合、それまでの予測を更新する必要がある[35, 36]。このため、本章ではベイズ法（Bayesian Method）により詳細調査の結果を用いて予測値を更新し、さらに更新した資料に基づいて先の将来予測（中性化深さ、塩分侵入量、鉄筋腐食量など）を行い、耐用年数および限界状態を再評価する方法を提案することとした。

最後、部材を対象とする試算例で提案した手法の妥当性を検証する。

2.2 使用安全性能及び構造安全性能の限界状態に基づく耐用年数

2.2.1 使用安全性能の限界状態に基づく耐用年数

新築の場合、第三章に提案した各劣化モデルに基づき梁および柱部材の鉄筋腐食量を評価するうえで、かぶりコンクリートの剥離が生じる鉄筋腐食量を設定し、使用安全性能に関する信頼性関数 Z_S は式(52)のように定義した。ただし、既存の建物に対して前述の手法と同様に評価するほか、2.3の提案により詳細調査による劣化度の判定を用い鉄筋腐食量の予測値を修正することもすべきだと考えられる。

$$Z_S = \frac{R_{lim}}{r(t)} - 1 \quad (52)$$

$$\mu_{Z_S} = \frac{\mu_{lim} - 1}{\mu_r(t)} \quad (53)$$

$$\sigma_{Z_S} = (\sigma_{R_{lim}}^2 (\frac{1}{\mu_r})^2 + (v_r \mu_r)^2 (\frac{\mu_{R_{lim}}}{\mu_r^2})^2)^{0.5} \quad (54)$$

信頼性関数 Z_S の平均値 μ_{Z_S} 及び標準偏差 σ_{Z_S} はFORM法で式(53)及び式(54)のように表される。使用安全性能における故障確率 P_{Sf} は、対数正規分布を仮定すれば、式(55)のようになる。本研究では、使用安全性能の限界状態に基づく耐用年数 T_S は P_{Sf} が 0.10 (片側非超過確率, $P[X \leq \mu - 1\sigma]$) を上回る時点と定義した。

$$P_{Sf} = P[Z_S \leq 0] = 1 - \Phi(\beta_{Z_S}), \quad \beta_{Z_S}(\mu_{Z_S}, \sigma_{Z_S}) = \frac{\ln \left(\frac{\mu_{Z_S}}{\sqrt{1 + (\frac{\sigma_{Z_S}}{\mu_{Z_S}})^2}} \right)}{\sqrt{\ln[1 + (\frac{\sigma_{Z_S}}{\mu_{Z_S}})^2]}} \quad (55)$$

$$P_{Sf}(T_S) = P[Z_S \leq 0] = 0.10(10\%) \quad (56)$$

2.2.2 構造安全性能の限界状態に基づく耐用年数

構造安全性能について、前述と同じように梁および柱部材の鉄筋腐食量を評価するうえで、第三章に基づき部材のせん断耐力及び曲げ耐力を評価し、再現期間500年の地震動に対応するせん断力を設定し、各破壊モード（付着破壊、補強筋の降伏破壊、主筋の降伏破壊）に関する信頼性関数 Z_{VB} , Z_{VF} , Z_{MF} は下式のように定義した。また、それぞれの平均値及び標準偏差もFORM法を用い式(60)～式(63)のように表される。

$$\text{付着破壊の信頼性関数: } Z_{VB}(t) = \frac{V_t(t) + V_a(t)}{Q_{DS}} - 1 \quad (57)$$

$$\text{補強筋の降伏破壊の信頼性関数: } Z_{VF}(t) = \frac{V_u(t)}{Q_{DS}} - 1 \quad (58)$$

$$\text{主筋の降伏破壊の信頼性関数: } Z_{MF}(t) = \frac{2M_u(t)}{Q_{DS} \times L} - 1 \quad (59)$$

$$\mu_{Z_{VB}}(t) = \frac{\mu_{V_t}(t) + \mu_{V_a}(t)}{Q_{DS}}, \quad \mu_{Z_{VF}}(t) = \frac{\mu_{V_u}(t)}{Q_{DS}}, \quad \mu_{Z_{MF}}(t) = \frac{2\mu_{M_u}(t)}{Q_{DS} \times L} \quad (60)$$

$$\sigma_{Z_{VB}}(t) = ((v_r \mu_r)^2 (\mu_{BZ_{VB}} - (v\sigma_B \times \tan\theta \times bD/2)/Q_{DS})^2 (-6.07)^2)^{0.5} \quad (61)$$

$$\sigma_{Z_{VF}}(t) = ((v_r \mu_r)^2 (-2.17)^2 (\mu_{BZ_{VF}} - (v\sigma_B \times \tan\theta \times bD/2)/Q_{DS})^2 (1 - 2.17r)^2)^{0.5} \quad (62)$$

$$\sigma_{Z_{MF}}(t) = ((v_r \mu_r)^2 (-2.17)^2 (\mu_{BZ_{MF}} / (1 - 2.17r))^2)^{0.5}$$

(63)

各破壊モードの発生確率は対数正規分布を仮定すれば、下式のようになる。

$$\text{付着破壊の発生確率： } P_{Bf} = P[Z_{VB} \leq 0] = 1 - \Phi(\beta_{Z_{VB}}), \beta_{Z_{VB}}(\mu_{Z_{VB}}, \sigma_{Z_{VB}}) \quad (64)$$

$$\text{補強筋の降伏の発生確率： } P_{Vf} = P[Z_{VF} \leq 0] = 1 - \Phi(\beta_{Z_{VF}}), \beta_{Z_{VF}}(\mu_{Z_{VF}}, \sigma_{Z_{VF}}) \quad (65)$$

$$\text{主筋の降伏破壊の発生確率： } P_{Mf} = P[Z_{MF} \leq 0] = 1 - \Phi(\beta_{Z_{MF}}), \beta_{Z_{MF}}(\mu_{Z_{MF}}, \sigma_{Z_{MF}}) \quad (66)$$

本研究では、各破壊モードが独立と仮定し直列構造系の破壊の概念（式(67)）をもちいて再現期間500年地震動下の構造安全性能における故障確率 P_{Ef} を式(68)のように評価する。

$$P_{ES}(t) = (1 - P_{Bf}(t)) \times (1 - P_{Vf}(t)) \times (1 - P_{Mf}(t)) \quad (67)$$

$$P_{Ef}(t) = 1 - P_{ES}(t)$$

(68)

ある期間内に大地震が発生する確率を考えると、この確率は期間長さの関数であり、長い期間を考えるほど安全の確率は低くなり、危険の確率は大きくなる。このため、構造安全性能の限界状態に基づく耐用年数を評価する場合には、再現期間500年地震動の年間超過確率も考慮することが必要で、単位時間内に破壊の発生する確率となる破壊率（Hazard rate,あるいはHazard function）（式(70)）を用いて期間 t 内に破壊が生じない確率 $R(t)$ （生存確率, Reliability function of structure safety performance）[37]を下式のように表す。

$$R(t) = P[T > t] = 1 - P[T \leq t] = 1 - F(t)$$

(69)

$$\lambda(t) = \frac{f(t)}{1 - F(t)} = -\frac{dR(t)/dt}{R(t)} = -[\ln R(t)] \quad (70)$$

$$R(t) = \exp\left(-\int_0^t \lambda(t) dt\right) = P[\text{時間}(0, t) \text{内で非破壊}]$$

(71)

T : 破壊が生じるまでの時間（確率変数）； $F(t)$: 不信頼関数；意味は時間 t 内で破壊； $\lambda(t) \times dt$ ：時間 t 内に破壊が生じないという条件のもとで、 $(t, t+dt)$ の dt 時間内に破壊・損傷が生じる確

率である。 $\lambda(t)$ は単位時間内に破壊の発生する確率で、破壊率とよばれる

以上より、本研究では、500年地震動の年間超過確率 λ_f を考慮し期間 t 内に構造安全性能の故障が生じない確率 R_f （生存確率，Reliability function of structure safety performance）は式(73)で表される。なお、本研究では、構造安全性能の限界状態に関する耐用年数は R_f が0.999（破壊確率は 10^{-3} （片側非超過確率， $P[X \leq \mu - 3\sigma]$ ））を下回る時点と定義した。つまり、耐用年数 T_f （式(74)）には、劣化に伴う構造耐力低下を生じるにもかかわらず、再現期間500年地震動による崩壊を配慮することがないと考えられる。

$$\lambda(t) = P_{Ef}(t) \times \lambda_f(t) \quad (72)$$

$$R_f(t) = \exp\left(-\int_0^t (P_{Ef}(t) \times \lambda_f(t)) dt\right)$$

$$\left(\begin{array}{ccc} & 7 & 3 \end{array} \right)$$

$$R_f(T_f) = 0.999(99.9\%)$$

$$\left(\begin{array}{ccc} & 7 & 4 \end{array} \right)$$

2.2.3 設計限界状態及び維持保全限界状態

鉄筋コンクリート造建築物の耐久設計施工指針により、設計限界状態は要求性能に対して、建築物及び部材の性能のそれ以上の低下を許容しえない限界状態とし、維持保全限界状態は、要求性能に対して、建築物及び部材の性能がそれ以上低下すると維持保全が困難になると考えられる限界状態として定義された。指針には構造安全性や使用性や修復性などの様々な要求性能が含まれているが、コンクリート中の鉄筋は、一般に最外側鉄筋から腐食し始めるので、使用安全性（コンクリートまたは仕上げ材に浮き・剥離によって評価する）に関する維持保全限界状態に先ず達し、ついで使用安全性に関する設計限界状態及び構造安全性（鉄筋の腐食に伴う耐力低下を評価する）に関する維持保全限界状態がくると考えられる。以上の観点により中性化となる劣化原因に対して維持保全限界状態はコンクリートにひび割れが発生することを未然に防止する考えで「中性化深さがいずれかの鉄筋表面を腐食させる位置に達した時」と、設計限界状態は構造安全性が低下することを未然に防止する考えで「最外側鉄筋の腐食確率が20%に達した時」という性能検証型一般設計法は指針に記載された。塩分侵入にも同じ考えで提案された。

前述の性能設計法にある限界状態とも予防保全の視点及び鉄筋の腐食確率という概念に基づき定義されたが、使用安全性能および構造安全性能を鉄筋の腐食確率より明確的な評価指標により評価し、予防保全のみならず性能限界の視点も包含する考えでRC造部材のライフサイクル（限界状態）を定めることが必要だと思う[38, 39]。このため、本研究では「使用安全性能の故障が生じる時点（使用安全性能の限界状態）」が「維持保全限界状態」と、「構造安全性能の故障が生じる時点（構造安全性能の限界状態）」が「設計限界状態」と

設定する。2.2.1, 2.2.2に示す使用安全性能及び構造安全性能における信頼性評価手法により、RC造部材の設計限界状態及び維持保全限界状態を図19のように設定することとした。つまり、使用安全性能の限界状態に基づく耐用年数（式(56)）は維持保全限界状態と、構造安全性能の限界状態に基づく耐用年数（式(74)）は設計限界状態と定義される。なお、最外側鉄筋の腐食し始める時点は予防保全という維持保全と考えられる。

建築物を対象とする場合には、各柱部材の構造安全性能における故障確率に基づき、1.3.1.5及び1.3.1.6の方法により建物故障確率を計算し、前述と同じように構造安全性能における耐用年数及び設計限界状態を評価する。なお、各部材の使用安全性能における故障確率及び露出面積の比率に基づき、重み付け平均法により建築物の使用安全性能を評価し、耐用年数及び維持保全限界状態を定める。

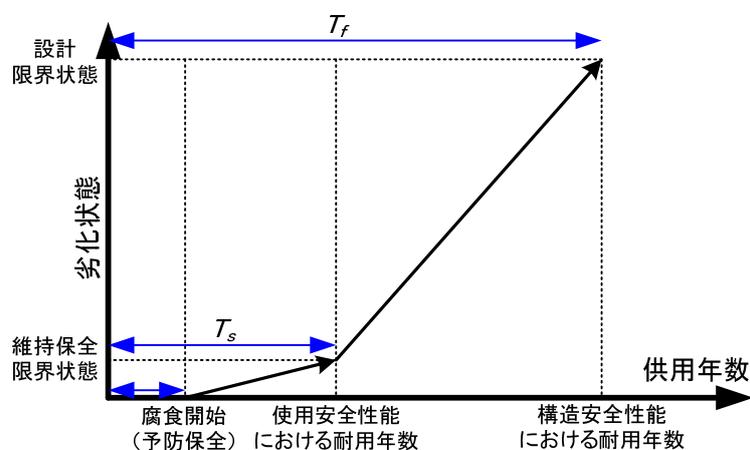


図 19 RC 造建築物・部材の耐用年数及び限界状態

2.3 既存建築物における劣化予測の修正

2.3.1 ベイズ法の紹介

ベイズ法では、分布の未知パラメータも確率変数と仮定（あるいはモデル化）される。このようにして、パラメータ推定に関するあらゆる不確定性の源を（全確率の定理によって）形式上統合することができる。この方法によれば、直観や経験など（事前情報）に基づく主観的判断を、ベイズ法により観測データに組み入れることができ、バランスのとれた可能となる。既往の研究[40, 41, 42]により、ベイズの方法は判断に強い根拠がある場合には特に有用である。

ベイズ法では、観測可能な変数（観測データ）と未知パラメータの間には基本的差異はなく、全て確率変数であると考えられる。観測データ ε をとり、未知パラメータ θ をとり、さらに事前確率を $f'(\theta_i)$ 、事後確率を $f''(\theta_i|\varepsilon)$ 、観測データの確率分布を $f(\varepsilon|\theta_i)$ と表すと、 θ の事後確率は下式のようなになる。

$$f''(\theta_i|\varepsilon) = \frac{f'(\theta_i)f(\varepsilon|\theta_i)}{\sum_j f'(\theta_j)f(\varepsilon|\theta_j)}$$

(75)

$$f''(\theta|\varepsilon) = \frac{f'(\theta)f(\varepsilon|\theta)}{\int_{\theta} (f'(\theta)f(\varepsilon|\theta))d\theta} \quad (76)$$

θ が連続的なら，和を積分にかえ，式(76)となる。ここに θ は，可能の値の集合で，母数空間 (Parameter space) と呼ばれる。これら $f'(\theta)$ ， $f''(\theta|\varepsilon)$ を θ の確率分布として見て，事前確率分布，事後確率分布という。 f' ， f'' 及び尤度関数 $f(\varepsilon|\theta)$ (Likelihood function) の関係として，簡単に式(77)と書くことができる。

$$f''(\theta|\varepsilon) \propto f'(\theta) \cdot f(\varepsilon|\theta) \quad (77)$$

$$f''(\theta|\varepsilon) = kf'(\theta)L(\theta), \quad k = \left[\int_{-\infty}^{\infty} L(\theta)f'(\theta)d\theta \right]^{-1} \quad (78)$$

尤度関数 $f(\varepsilon|\theta)$ というのは，パラメータ θ のときに，観測結果 ε が得られる条件付確率，あるいは確からしさを表し，即ち θ の関数であり，一般的には $L(\theta)$ と書く。式(76)の分母は θ に独立で， $f''(\theta|\varepsilon)$ に確率密度関数として適切な性質を持たせる正規化のための係数に過ぎない。したがって，式(76)は，式(78)にも表される。

一般に， θ の期待値がパラメータの点推定量 (ベイズ推定量, Bayesian estimator) として用いられる。従って，観測されたデータ ε に照らしたパラメータ θ の更新された推定値は次のようになる。

$$\hat{\theta}'' = E(\theta|\varepsilon) = \int_{\theta} (\theta \times f''(\theta))d\theta \quad (79)$$

一般に，尤度関数 $L(\theta)$ に対して， $f'(\theta)$ と $f''(\theta|\varepsilon)$ が同一種類の分布族に属するならば，観測データ ε は単に同一分布族内の変換を引き起こすだけである。この時， f' ， f'' の分布族を f の自然な共役分布の族 (Natural conjugate family) という。例えば，正規分布の自然な共役分布も正規分布である。

2.3.2 鉄筋腐食量の修正

既存建築物に対して劣化状況及び進行を把握するに必要な資料を得るために詳細調査を行

うことは一般的である。RC造建築物の詳細調査は、建物概要調査及び外観目視調査の結果というもので、劣化の原因が鉄筋腐食によると推定される場合或いはその劣化によって鉄筋腐食が引き起こされると予測される場合に、劣化度を判定して劣化原因を特定することで、現地調査及び採取資料の分析調査も含む。なお、調査結果に基づき補修・補強の要否の判定ならびに補修・補強工法の選定を実施する。

本研究では、詳細調査の結果や設計図書や公的機関などで提供される情報を用い前述の予測方法で劣化に伴う腐食量の確率分布を推測し、ベイズ法により腐食状態の推測値（腐食量の確率分布）と詳細調査からの劣化度による腐食状態を整合することとした（図20）。また、更新した腐食量の確率分布に基づき、腐食速度を修正し調査時点以降の劣化進行を予測する。

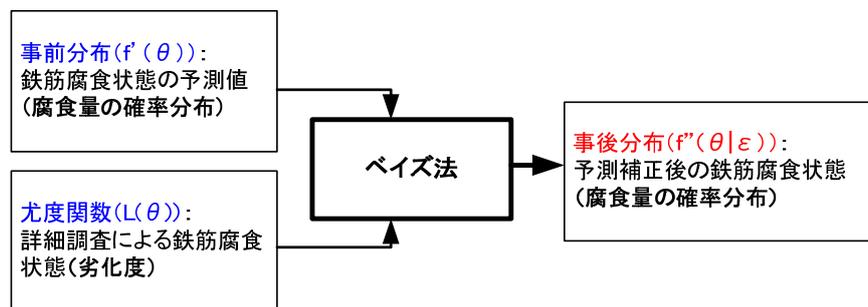


図 20 鉄筋腐食量の修正フロー

2.3.2.1 事前分布

本研究では、劣化した部材に対して前述の予測方法により得られる腐食量の確率分布をベイズ法の事前分布として設定することとした。つまり、事前分布は変動係数50%の対数正規分布というものである。なお、腐食量の平均値がゼロと予測される時、文献により事前情報がない場合と同じようにあいまいな事前分布（Diffuse prior）を仮定した。

2.3.2.2 劣化度の判定

文献により、劣化度の判定は表8と表9のように外観の劣化症状と鉄筋の腐食状況との二つの側面から行う。しかし、この両者による判定の結果は必ずしも一致するとは限らない。通常の場合は、外観の劣化症状が重度であれば鉄筋の腐食状況も重度であることが多い。逆に鉄筋の腐食状況が重度であっても、外観の劣化症状はそれほど進行していないことがある。特に、仕上げ材が施されている場合は、その傾向がみられる。劣化度の判定で、外観の劣化症状と鉄筋の腐食状況とによる判定が一致しない場合、より厳しく評価された方の劣化度に従わねばならない。また、柱や梁では、一つの部材で複数箇所ではつり調査をしている場合は、もっとも劣化度の厳しいものをその部材の劣化度とする。

表 8 劣化度評価基準

劣化度	評価基準	
	外観の劣化症状	鉄筋の腐食状況
健全	めだった劣化症状はない	鉄筋の腐食グレードはⅡ以下である

軽度	鉄筋に沿う腐食ひび割れはみられないが、乾燥収縮による幅0.3mm未満のひび割れやさび汚れなどがみられる	腐食グレードがⅢの鉄筋である (腐食量1.0%-3.0%)
中度	鉄筋腐食によると考えられる幅0.5mm未満のひび割れが見られる	腐食グレードがⅣの鉄筋である
重度	鉄筋腐食による幅0.5mm以上のひび割れ、浮き、コンクリートの剥落などがあり、鉄筋の露出などが見られる	腐食グレードがⅤの鉄筋である
		腐食グレードがⅤの鉄筋はないが、大多数の鉄筋の腐食グレードはⅣである

表 9 鉄筋腐食度評価基準

グレード	評点	評価規準
I	0	腐食がない状態，または表面にわずかな点さびが生じている状態
II	1	表面に点さびが広がって生じている状態
III	2	点さびがつながって面さびとなり，部分的に浮きさびが生じている状態
IV	4	浮きさびが広がって生じ，コンクリートにさびが付着し，断面積で20%以下の欠損を生じている箇所がある状態
V	6	厚い層状のさびが広がって生じ，断面積で20%を超える著しい欠損を生じている箇所がある状態

2.3.2.3 尤度関数の設定

劣化度判定の結果によって鉄筋の腐食状況を推測することができると考えられるので，本研究では，既往の文献（図21）に基づき劣化度による鉄筋腐食量の範囲を表10のように仮定した。なお，ファジィ集合（Fuzzy set）によく使われているメンバーシップ関数とする図22のような三つの標準関数（S関数，II関数，Z関数）と各劣化度の鉄筋腐食量の範囲を用いて各尤度関数のパラメータを設定することとした。

まず，S関数と呼ばれるものであり，次のようにパラメータ a ， b ， c を用いて表わされる。

$$S(u;a,b,c) = \begin{cases} 0 & \dots u \leq a \\ 2\left(\frac{u-a}{c-a}\right)^2 & \dots a \leq u \leq b \\ 1-2\left(\frac{u-a}{c-a}\right)^2 & \dots b \leq u \leq c \\ 1 & \dots u \geq c \end{cases} \quad (80)$$

ここで，パラメータ $b(=(a+c)/2)$ はS関数の値が0.5となる点である。他に，II関数，Z関数が用意されており，S関数を用いて次のように表される。

$$\Pi(u; b, c) = \begin{cases} S(u; c - b, c - \frac{b}{2}, c) & \dots u \leq c \\ 1 - S(u; c, c + \frac{b}{2}, c + b) & \dots u \geq c \end{cases} \quad (81)$$

$$Z(u; a, b, c) = 1 - S(u; a, b, c) \quad (82)$$

II関数において**b**はバンド幅を表し、点**c**で1となる。

以上より、本研究での各劣化度の尤度関数は図23のように示される。

表 10 尤度関数のパラメータ

劣化度	腐食量	尤度関数	パラメータ (a, b, c)
健全	0.5%-1.0%	Z関数	a=0%, b=1%, c=2%
軽度	1.0%-3.0%	II関数	b=2%, c=2%
中度	3.0%-5.0%	II関数	b=2%, c=4%
重度	5.0%以上	S関数	a=4%, b=5%, c=6%

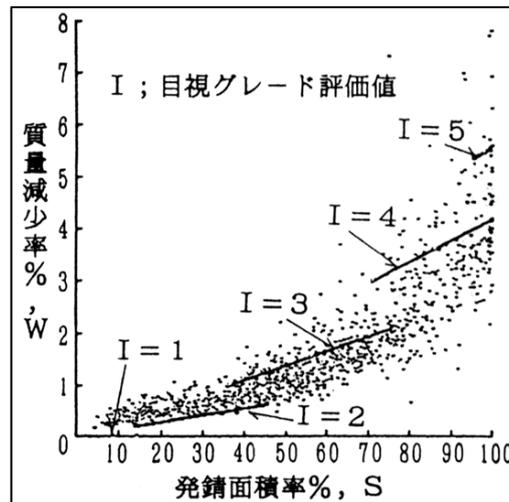


図 21 腐食グレードと腐食量の関係

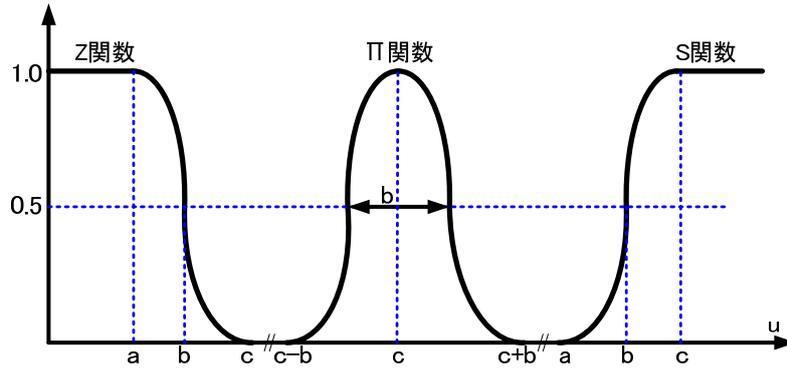


図 22 尤度関数の設定

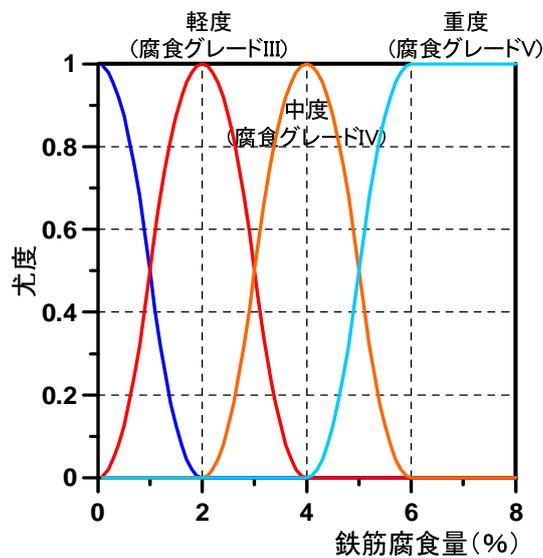


図 23 各劣化度の尤度関数

2.3.3 腐食し始める時点の修正

劣化度が健全と判定されるケースには、鉄筋の腐食がグレードⅡと腐食なし（グレードⅠ）という二つの可能性が含まれる。前者に対して前述2.2.2と同じように腐食の確率分布を更新するが、後者には腐食量をゼロと設定し、腐食し始める時点を変更すべきだと考えられる。そのため、本研究では、まず詳細調査による中性化深さあるいは塩分侵入量を母数の推定量を直接誘導する方法である最尤法で分析し中性化深さあるいは塩分侵入量の確率分布を求める上に、かぶり厚さの調査資料を利用して鉄筋腐食発生確率を計算し腐食の有無を判断することとした。腐食なし（鉄筋腐食発生確率<10%）と判断される場合、詳細調査による中性化深さあるいは塩分侵入量を用いて中性化速度係数あるいは塩化物イオン量の見かけ拡散係数の平均値及び標準偏差を推測する。そのうえ、前述1.2と同じように鉄筋腐食発生確率を評価し腐食し始める時点を予測する。ただし、予測には、実際の環境や建物の条件が反映できる資料を用いることが重要であるが、情報の足りない部分に信頼のデータ（設計図書や公的機関など）を活用すれば、よい精度を持つ結果も得られると思われる。

2.3.4 既存建築物における劣化予測修正の提案

本研究では、詳細調査による劣化度の判定を用い鉄筋腐食量の予測値を修正する方法を図24のように提案する。なお、劣化度の判定結果により二つのケースにわけ、下に示すように評価する。

まず、劣化度が軽度、中度或いは重度であるケースには、前述1.5.2のように腐食量の確率分布及び腐食速度を修正し、調査時点以降の予測を行う。ただし、事前分布はあいまいな分布である時（平均腐食量の予測値はゼロ）、鉄筋腐食速度を更新せずに第三章の計算式を用いて予測する。その一方、劣化度が健全であるケースには、まず前述2.2.3のように腐食開始の有無を判断することが必要である。鉄筋発生確率が10%を超過する場合には、前述と同じように腐食量の確率分布および腐食速度を修正し、調査時点以降の予測を行う。腐食が発生しない場合には、平均腐食量がゼロと設定し前述2.2.3のように腐食し始める時点を修正して予測する。

現実には同じ階層における部材でも必ず同じ劣化度といえない、各々の部材を対象として劣化予測を修正することには膨大な計算量があると思う。本研究では、計算効率を高めるために、層を単位として詳細調査による劣化度の割合を用いて調査時点以降の鉄筋腐食量曲線を下式のように修正することとした。つまり、層の平均劣化度下の鉄筋腐食量曲線にしたがい修正後の層破壊確率と剥離確率を再評価する。

$$\overline{fc}^j = P_{D1}^j \times \overline{fc}_{D1}^j + P_{D2}^j \times \overline{fc}_{D2}^j + P_{D3}^j \times \overline{fc}_{D3}^j + P_{D4}^j \times \overline{fc}_{D4}^j \quad (83)$$

\overline{fc}^j : 修正後の j 階における鉄筋腐食量曲線, $P_{D1}^j, P_{D2}^j, P_{D3}^j, P_{D4}^j$: 詳細調査による j 階における劣化度の割合 (D1 : 健全, D2 : 軽度, D3 : 中度, D4 : 重度), $\overline{fc}_{D1}^j, \overline{fc}_{D2}^j, \overline{fc}_{D3}^j, \overline{fc}_{D4}^j$: 修正後 j 階における各劣化度の鉄筋腐食量曲線

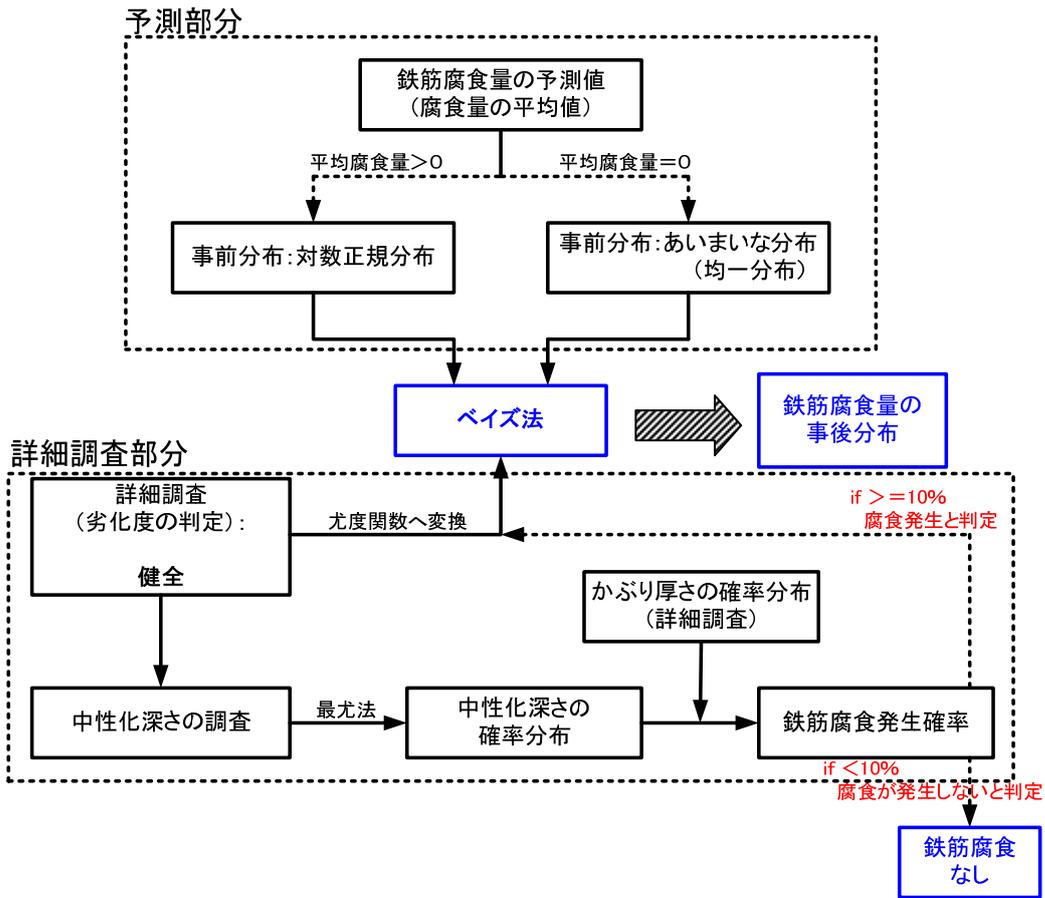


図 24a 既存建築物における劣化予測修正の提案(中性化)

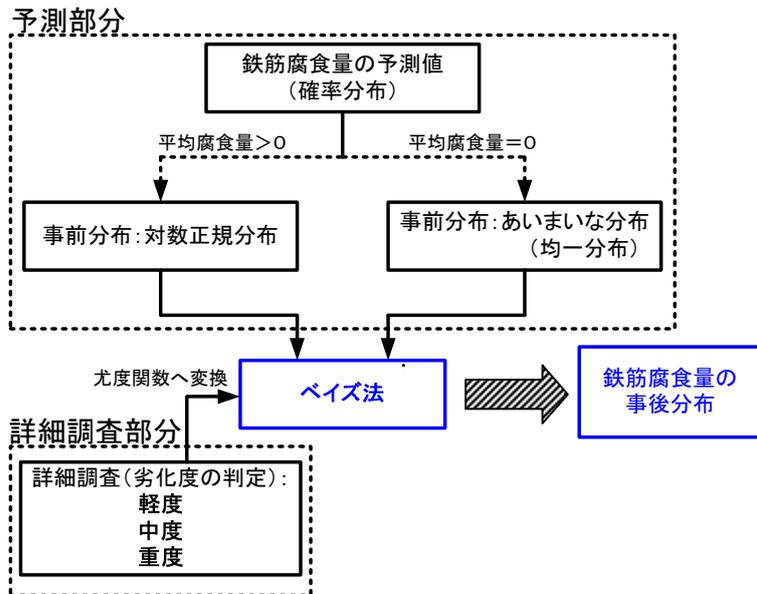


図 24b 既存建築物における劣化予測修正の提案(中性化)

2.4 試算例及びまとめ

本章に提案された手法で、内三章と同じような事例を対象とし、柱部材の耐用年数及び限界状態を評価する。1階の外側にある柱に対して劣化環境を塩害侵入及び中性化と仮定し、劣化予測に関するパラメータを表11及び表12に示す。

表 11 塩分侵入

水セメント比 W/C (%)	見かけ塩分拡散係数 Dp (cm/year)	コンクリート圧縮強度 f _c ' (MPa)
60	2.61	40
55	1.91	45
50	1.33	50
45	0.89	55

表 12 中性化

水セメント比 W/C (%)	中性化速度係数 A (mm/year ^{0.5})	コンクリート圧縮強度 f _c ' (MPa)
60	7.6	40
60	3.8	40

2.4.1 耐用年数および限界状態

塩分侵入事例の結果により、使用安全性能の限界状態に基づく耐用年数を寿命とする場合には水セメント比及び表面塩分イオン量に関わらず、最外側における鉄筋の平均腐食量は1.00%~1.50%（鉄筋の腐食状況：グレードⅢ）であることがわかった。なお、文献にはかぶりコンクリートの剥離が生じるひび割れ幅の限界量を0.5mm~1.0mmと設定し、それに応じる鉄筋の腐食量（コンクリートの圧縮強度は40MPa、鉄筋の直径は36mm、かぶりコンクリートの厚さは50mm）は約3.00%~5.00%ということで、安全側の視点で片側非超過確率10%の下限值（正規分布、変動係数50%）を設定する場合、1.08%~1.80%になった。両方法による結果がほぼ一致だと見られる。以上より、使用安全性能の限界状態に基づく耐用年数を維持保全限界状態と設定する条件下、最外側における鉄筋の平均腐食量が1.00%となる時点で補修・補強が必要だと判明する。

構造安全性能限界状態に基づく耐用年数を寿命とする場合、同じ水セメント比の事例には寿命の増加につれて再現期間500年地震動の発生確率が高くなることで部材最外側における鉄筋の平均腐食量は小さくなることがわかる。同じ塩分侵入条件下で水セメント比の低いほうはコンクリートの圧縮強度が高いため、最外側における鉄筋の平均腐食量が高い。構造安全性能の限界状態に基づく耐用年数を設計限界状態と設定する場合、最外側における鉄筋の平均腐食量を表に示した限界量以下に抑えて再現期間500年地震動による崩壊を配慮する必要がないと思う。

中性化事例の結果により、塩分侵入事例と同じように使用安全性能の限界状態に基づく耐用年数を寿命とする場合には水セメント比及び表面塩分イオン量に関わらず、最外側における鉄筋の平均腐食量は全て1.32%（鉄筋の腐食状況：グレードⅢ）である。一定値になる原因としては、本研究に使われている中性化に伴う鉄筋の腐食速度が酸素の濃度など関係なく劣化段階によることである。使用安全性能の限界状態に基づく耐用年数を維持保全限界状態と設定する条件下で最外側における鉄筋の平均腐食量が1.00%となる時点で補修・補強が必要だと判明する。

構造安全性能の限界状態に基づく耐用年数を設計限界状態と設定する場合、最外側における鉄筋の平均腐食量を3.5%（グレードⅣ）以下に抑えて再現期間500年地震動による崩壊を配慮する必要がないと思う。

表 13 塩分侵入事例

水セメント比60%，コンクリートの圧縮強度40 MPa						
表面塩分イオン量 (kg/m ³)	腐食開始時間	使用安全性能		構造安全性能		腐食確率 ≥20%
		耐用年数	平均腐食量	耐用年数	平均腐食量	
6.0	1	7	1.16%	17	4.30%	2
3.0	2	13	1.34%	29	4.06%	3
1.5	13	30	1.33%	58	3.74%	17

水セメント比55%，コンクリートの圧縮強度45 MPa						
表面塩分イオン量 (kg/m ³)	腐食開始時間	使用安全性能		構造安全性能		腐食確率 ≥20%
		耐用年数	平均腐食量	耐用年数	平均腐食量	
6.0	2	9	1.24%	23	5.34%	2
3.0	3	16	1.27%	41	5.04%	4
1.5	18	41	1.34%	88	4.57%	23

水セメント比50%，コンクリートの圧縮強度50 MPa						
表面塩分イオン量 (kg/m ³)	腐食開始時間	使用安全性能		構造安全性能		腐食確率 ≥20%
		耐用年数	平均腐食量	耐用年数	平均腐食量	
6.0	2	11	1.14%	30	6.10%	3
3.0	4	22	1.32%	56	5.76%	5
1.5	25	59	1.31%	>100	x	33

水セメント比45%，コンクリートの圧縮強度55 MPa						
表面塩分イオン量 (kg/m ³)	腐食開始時間	使用安全性能		構造安全性能		腐食確率 ≥20%
		耐用年数	平均腐食量	耐用年数	平均腐食量	
6.0	3	16	1.30%	40	6.90%	4
3.0	6	32	1.31%	79	6.49%	8
1.5	37	>100	x	>100	x	49

表 14 中性化事例

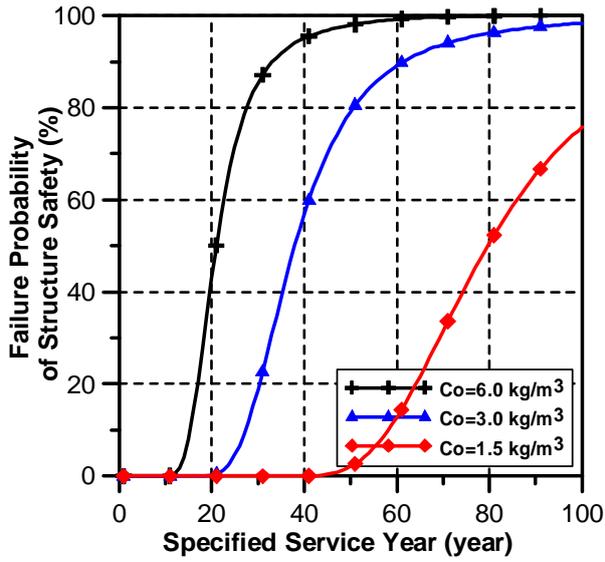
水セメント比60%, コンクリートの圧縮強度40 MPa						
中性化 速度係数 (mm/year ^{0.5})	腐食 開始時間	使用安全性能		構造安全性能		腐食確率 ≥ 20%
		耐用年数	平均 腐食量	耐用年数	平均 腐食量	
7.6	10	31	1.32%	68	3.54%	15
3.8	36	57	1.32%	94	3.54%	53

表 15 塩分侵入事例における鉄筋平均腐食量の限界量

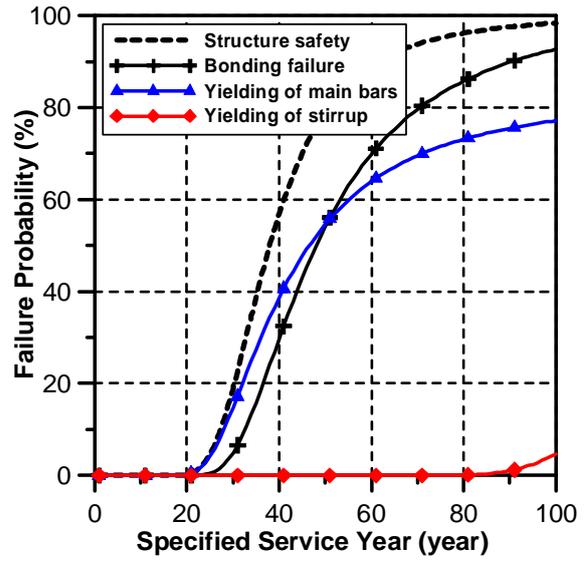
W/C (%)	維持保全限界状態		設計限界状態	
	限界量	腐食状態	限界量	腐食状況
60	1.0%	グレードⅢ	3.5%	グレードⅣ
55	1.0%	グレードⅢ	4.5%	グレードⅣ
50	1.0%	グレードⅢ	5.5%	グレードⅤ
45	1.0%	グレードⅢ	6.5%	グレードⅤ

表 16 中性化事例における鉄筋平均腐食量の限界量

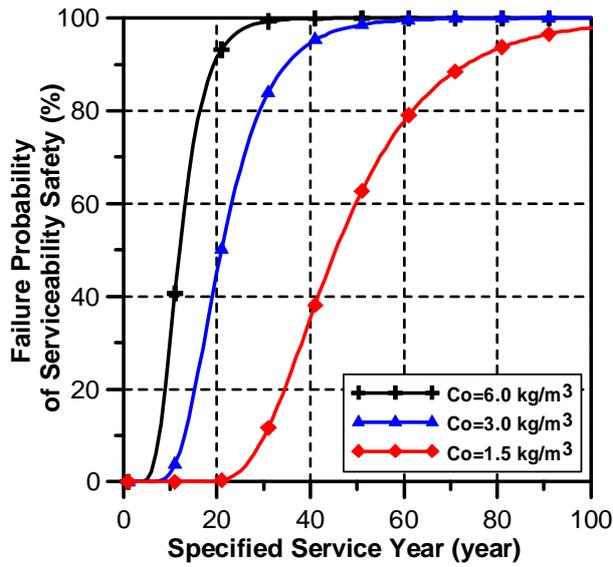
中性化 速度係数 (mm/year ^{0.5})	維持保全限界状態		設計限界状態	
	限界量	腐食状態	限界量	腐食状況
7.6	1.0%	グレードⅢ	3.5%	グレードⅣ
3.8	1.0%	グレードⅢ	3.5%	グレードⅣ



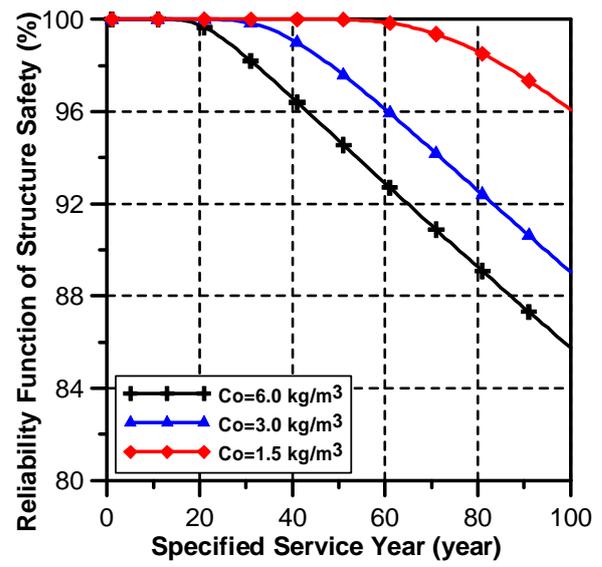
a. 再現期間 500 年地震動下の
構造安全性能における故障確率



b. 各破壊モードの発生確率
(表面塩分イオン量 3.0 kg/m³)

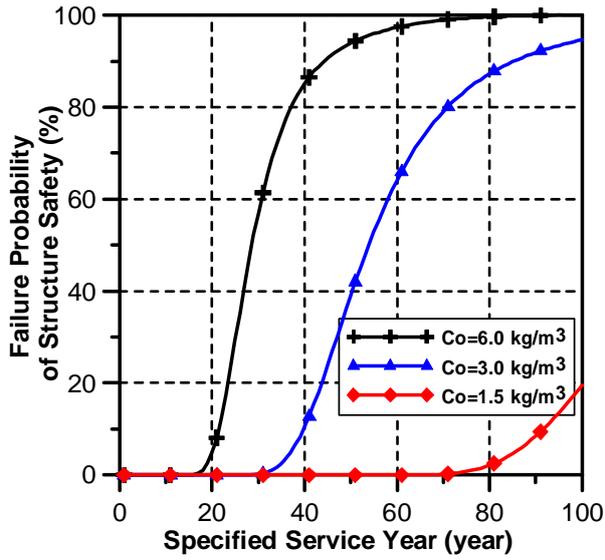


c. 使用安全性能における故障確率

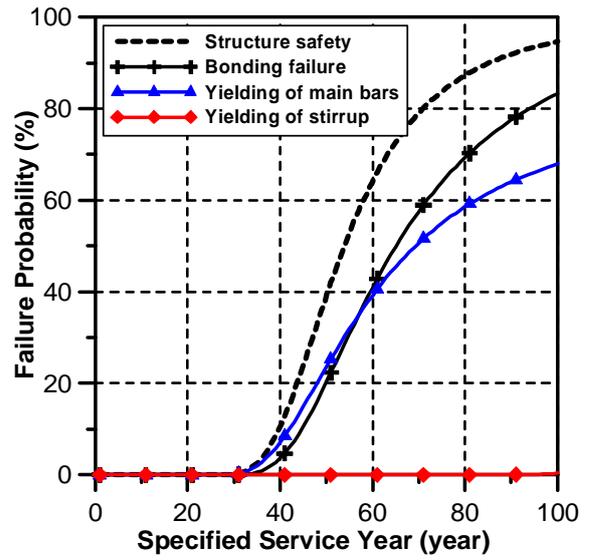


d. 生存確率
(再現期間 500 年地震動)

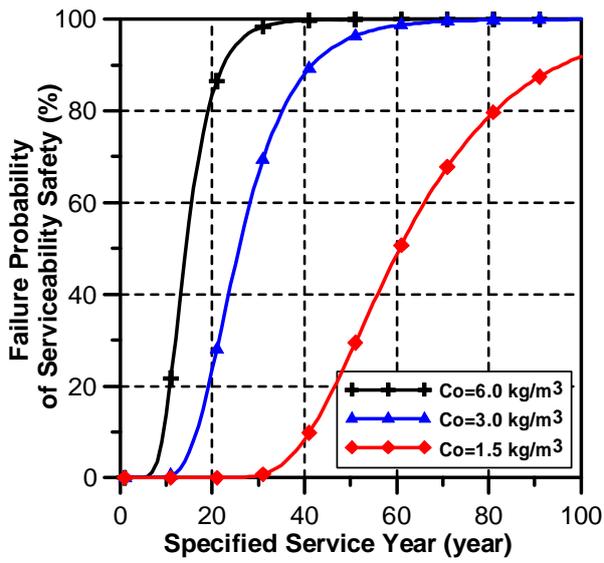
図 25 塩分侵入事例, 水セメント比 60%



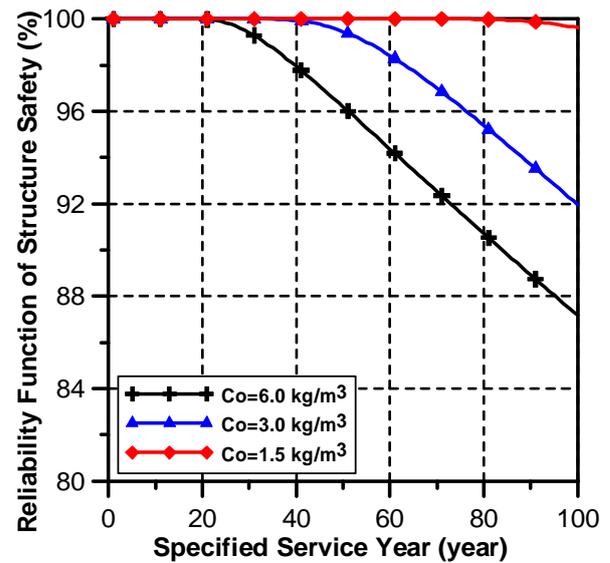
a. 再現期間 500 年地震動下の
構造安全性能における故障確率



b. 各破壊モードの発生確率
(表面塩分イオン量 3.0kg/m³)

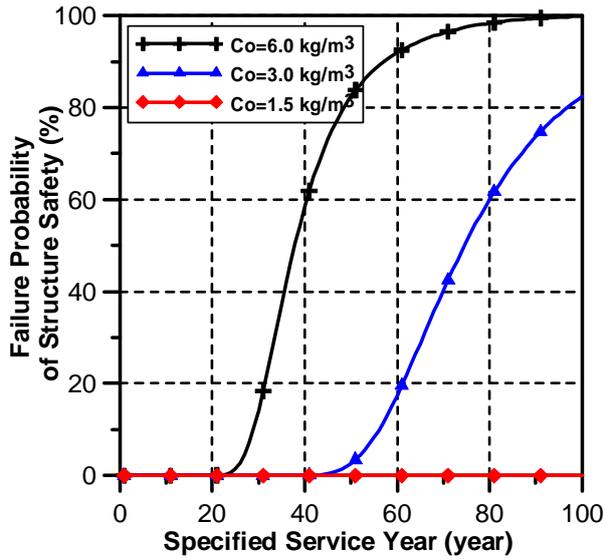


c. 使用安全性能における故障確率

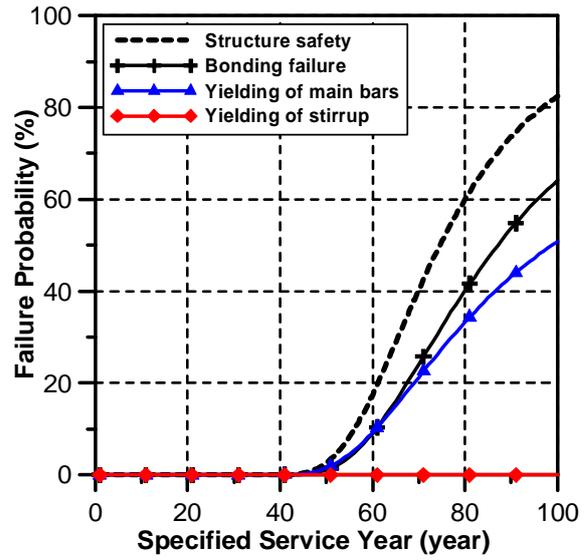


d. 生存確率
(再現期間 500 年地震動)

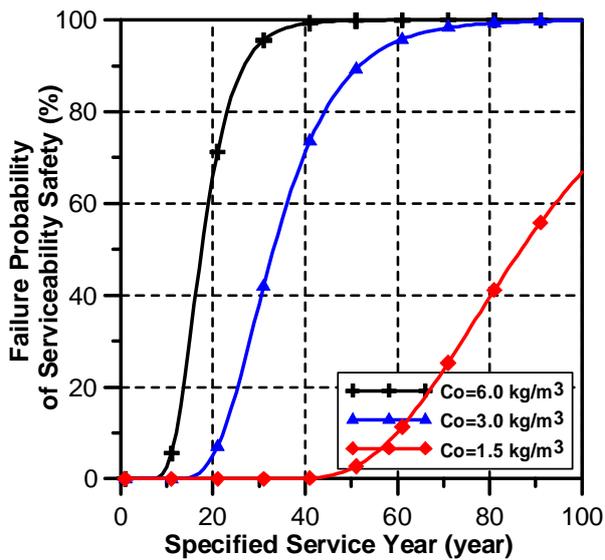
図 26 塩分侵入事例, 水セメント比 55%



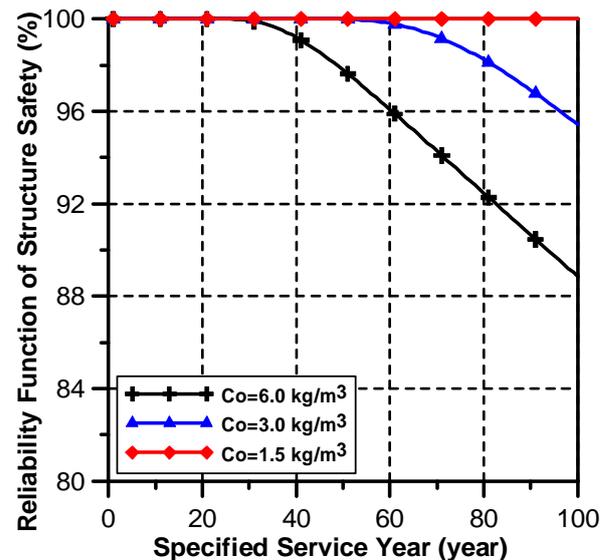
a. 再現期間 500 年地震動下の
構造安全性能における故障確率



b. 各破壊モードの発生確率
(表面塩分イオン量 3.0kg/m³)

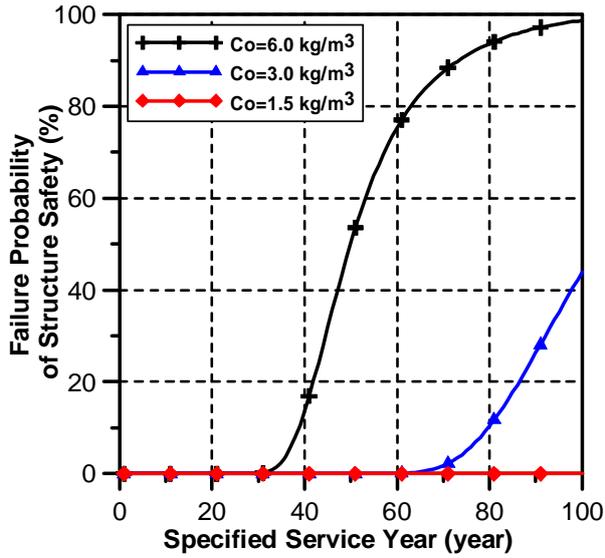


c. 使用安全性能における故障確率

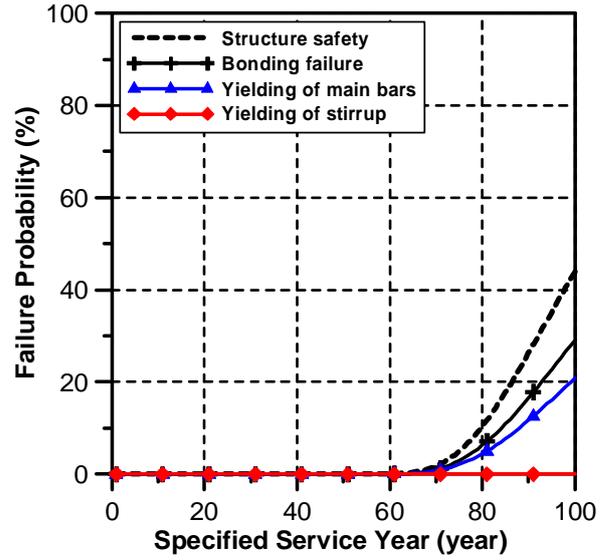


d. 生存確率
(再現期間 500 年地震動)

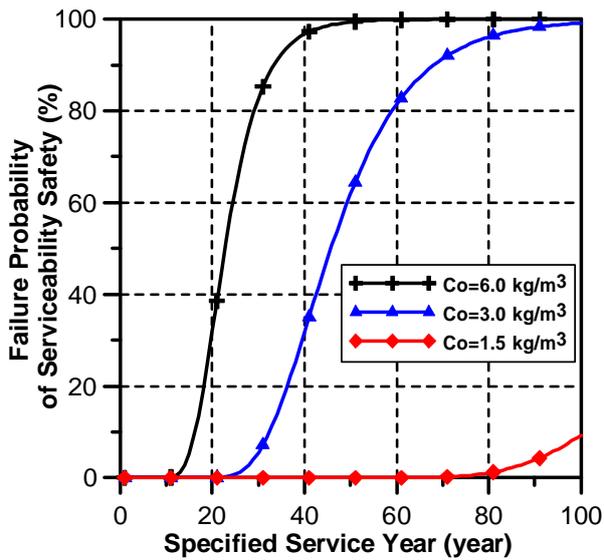
図 27 塩分侵入事例, 水セメント比 50%



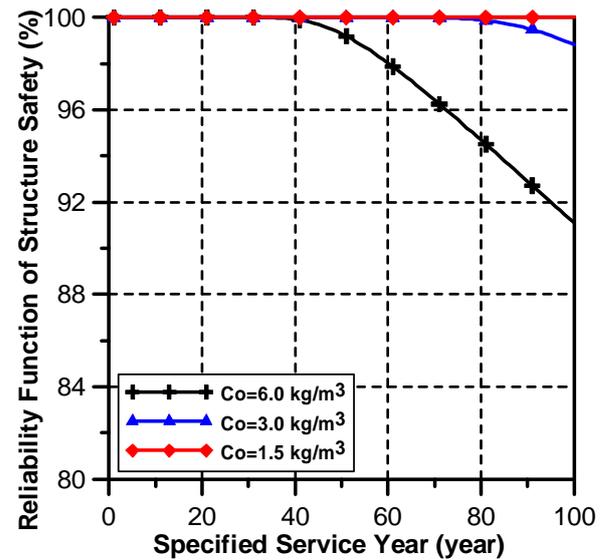
a. 再現期間 500 年地震動下の
構造安全性能における故障確率



b. 各破壊モードの発生確率
(表面塩分イオン量 3.0kg/m³)

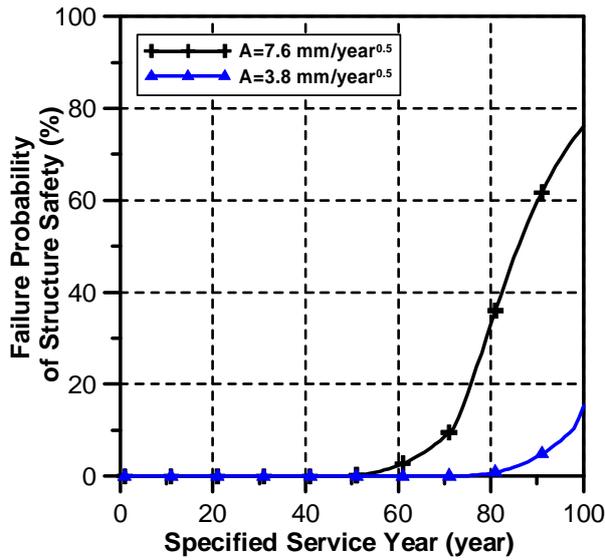


c. 使用安全性能における故障確率

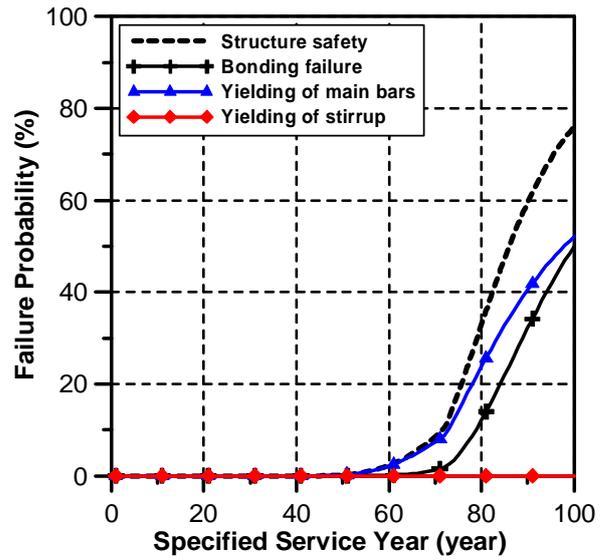


d. 生存確率
(再現期間 500 年地震動)

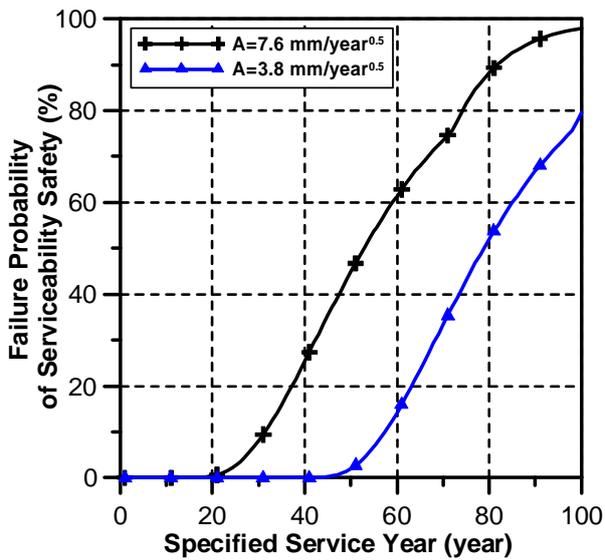
図 28 塩分侵入事例, 水セメント比 45%



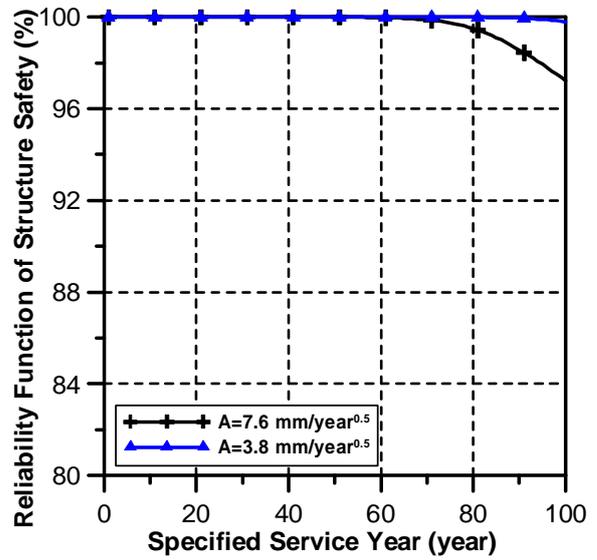
a. 再現期間 500 年地震動下の
構造安全性能における故障確率



b. 各破壊モードの発生確率



c. 使用安全性能における故障確率



d. 生存確率

(再現期間 500 年地震動)

図 29 中性化事例

2.4.2 劣化予測の修正

塩分侵入事例に対してある時点で行う詳細点検の結果（劣化度）を想定し、ベイズ更新により予測値を現状と合うように再評価する。更新前後の構造安全性能に基づく耐用年数は表に示した。更新後の耐用年数が点検年より短い事例に対して直ぐ補強を含む維持保全活動を行うべきだと考えられる。例えば、水セメント比60%、表面塩化物イオン量 6.0kg/m^3 の条件下で竣工から20年以内の詳細点検の結果が「重度」となる場合には、最も早く構造安全性能の限界を迎えてすぐ補強・補修を行うことが必要で、「中度」となる場合には、点検年から3年以内補強・補修すべきだということがわかる。

表 17 劣化予測の修正

水セメント比60%, 表面塩分イオン量6.0kg/m ³				
点検年 劣化度	5	10	15	20
軽度	15	18	E	E
中度	7	12	17	E
重度	5	8	11	13

*更新前の構造安全性能に基づく耐用年数：17年

水セメント比55%, 表面塩分イオン量6.0kg/m ³				
点検年 劣化度	5	10	15	20
軽度	20	22	E	E
中度	9	15	20	E
重度	6	10	14	17

*更新前の構造安全性能に基づく耐用年数：23年

水セメント比50%, 表面塩分イオン量6.0kg/m ³				
点検年 劣化度	5	10	15	20
軽度	28	28	E	E
中度	11	18	23	28
重度	7	12	16	20

*更新前の構造安全性能に基づく耐用年数：30年

水セメント比45%, 表面塩分イオン量6.0kg/m ³				
点検年 劣化度	10	15	20	25
軽度	37	38	E	E
中度	21	26	32	37
重度	14	19	23	27

*更新前の構造安全性能に基づく耐用年数：40年

 : 直ぐ補強
  : 3年以内補強
  : 5年以内補強

2.4.3 本章のまとめ

RC造建築物・部材を対象として、本章に提案された手法により使用安全性能及び構造安全性能における限界状態および耐用年数を評価することができる。即ち、劣化環境及び建築物・部材の条件を入力し、性能限界に繋がる維持保全限界状態及び設計限界状態を代表とする最外側鉄筋の平均腐食量が得られる。実用の視点から見ると、鉄筋腐食確率となる従来の手法より有用だと考えられる。

既存建築物に対しては、劣化に関するデータが予測値だけではなくて、現時点で得られた点検資料や調査資料などもある。本章に提案されたベイズ更新手法により、詳細調査となる劣化度の結果、中性化深さ（或は塩分侵入量）、かぶり厚さなどを用いて鉄筋の腐食量分布或は腐食開始点を更新し、さらに更新した資料に基づき先の将来予測を行う。構造安全性能手法とあわせ、補強・補修を実施するかどうかを判断することができると思う。

3. 補修費用及び効果に関する研究

3.1 始めに

中性化、塩害などを対象として行われる補修工法は様々であるが、本章では文献及び補修・補強会社へのヒアリングを参考に実績がある工法をまとめ、劣化状況および回復目標に応じる補修水準を設定する。本研究では、以下のように5つの補修水準を設定し、後述の免疫的アルゴリズムによって維持保全計画の最適化を行うことには膨大な計算量が必要なため、確率論手法に基づき補修後の効果評価モデルを構築することとした。

▲TYPE-I ---外観補修（補修部分の再劣化が含まれる）

▲TYPE-II ---外観補修+腐食部分補修（補修部分の再劣化が含まれる）

▲TYPE-III ---外観補修+腐食部分補修+全面的内蔵劣化要因除去

▲TYPE-IV ---外観補修+腐食部分補修+鉄筋追加（補修部分の再劣化が含まれる）

▲TYPE-V ---外観補修+腐食部分補修+全面的内蔵劣化要因除去+鉄筋追加

維持管理や維持保全を計画することには、補修後の効果評価がもちろん、コストの見積りも重要だと考えられるが、現時点では、劣化に伴う補修必要面積の精度よく予測できる方法が欠如している。このため、本章では、劣化後の剥離確率及び鉄筋の重量減少率をもとに補修水準及び劣化状況により補修範囲を評価し、コストを計算する方法を提案する。最後に、いくつかの劣化環境における12階建てのRC造建物を対象として、補修シナリオを設定し、補修コスト及び劣化リスクを含むLCCを評価し、提案した手法の妥当性を検証する。

3.2 維持保全計画における補修・補強水準の設定

3.2.1 劣化における補修・補強工法

中性化、塩害などに対して行われる補修・補強工法を「鉄筋コンクリート造建築物の耐久性調査・診断及び補修指針[43]」、「コンクリート建物改修事典[44]」、補修・補強会社へのヒアリングを参考に以下に示す。

3.2.1.1 表面被覆工法(仕上げ材更新工法)

コンクリート表面を樹脂系やポリマーセメント系の材料で被覆することにより、水分、炭酸ガス、酸性雨、酸素及び塩分などを遮断して、鉄筋に有害物質の侵入を防止し、劣化進行を抑制し、建物の耐久性を向上させる工法である。躯体の保護、耐久性改善及び美観の回復を図る。なお、下地コンクリートに劣化、損傷がある場合は、ひび割れ補修工法或は断面補修工法を先行し行う。

3.2.1.2 ひび割れ補修工法

ひび割れの補修工法としては、シール工法、樹脂注入工法、Uカット工法が一般的である。シール工法は、コンクリートやモルタル仕上げ面の0.2mm未満の微細なひび割れの表面をパテ状エポキシ樹脂や可撓性エポキシ樹脂で幅約10mm、厚さ2mm程度にシールする工法である。樹脂注入工法は、0.2mm~1.0mmのひび割れに適用される。Uカット工法は、ひび割れ幅が1.0mmを超える場合と動きのあるひび割れに適用される。ひび割れに沿って電動カッターを用いて幅10mm程度、深さ15mm程度にU字形の溝を掘り、清掃後プライマー

を塗布する。その後、シーリング材、可撓性エポキシ樹脂およびポリマーセメントモルタルなどを充填してひび割れを補修する工法である。

3.2.1.3 断面補修工法

断面修復工法は、劣化によりコンクリートの浮きや剥離などが発生した場合の修復や、中性化・塩化物イオンなどの劣化要因を含むかぶりコンクリートを撤去した場合の断面修復を目的とした補修工法である。不健全部をはつり取ったコンクリート欠損部の埋め戻しのためにポリマーセメントモルタル、ポリマーモルタル、セメントモルタルやコンクリートなどが使用される。

3.2.1.4 鉄筋防せい処理

不健全部のコンクリートをはつり取り、鉄筋のさび落としを行った後に、防錆処理を行う。鉄筋のさび落としは、コンクリートのはつりにより露出させた鉄筋をサンドブラスト、サンダーなどにより、さび落とし程度、ケレン1級、ケレン2級、ケレン3級の四段階程度とする。必要により防せい材を塗布して鉄筋の腐食を抑制する。

一般に行われている防せい処理は、無処理、ポリマーセメントペーストの塗布、エポキシ樹脂塗料の塗布やさび転換塗料の塗布などがある。このほか特殊な方法としてエポキシ樹脂塗装鉄筋などの防食鉄筋への取換えや電気防食工法の適用などがある。

3.2.1.5 塩分除去工法

塩害によって劣化したコンクリート建築物を補修する場合には、塩化物イオンが既に鉄筋周辺に存在し、鉄筋腐食によってかぶりコンクリートの剥離、剥落やひび割れの発生している場合が多いが、鉄筋まで塩化物イオンが到達せずに劣化が顕在化していない場合もある。前者には、劣化コンクリートを撤去して（はつり）、鉄筋防せい処理や断面補修を行う工法を適用することとなり、後者には、塩化物を含んだコンクリートの除去できる脱塩工法が、あるいは鉄筋腐食の抑制できる亜硝酸含浸工法が有効だと考えられる。

亜硝酸含浸工法とは、亜硝酸塩を含む塗布形防せい剤をコンクリート表面へ塗布含浸し、鉄筋近傍に浸透拡散した亜硝酸塩の防せい効果によって鉄筋の腐食を抑制する工法である。脱塩工法（電気化学法）とは、コンクリートの内部鉄筋を陰極に、コンクリート表面に陽極を設置して、両極間に直流電流を一定期間流すことにより、コンクリート中の塩化物イオンを鉄筋周辺からコンクリートの表面外へ移動させ、内蔵塩分がゼロとなる状態に戻せる工法である。

3.2.1.6 アルカリ性回復工法

中性化によって劣化したコンクリート建築物を補修する場合には、経年で既に中性化深さが鉄筋まで到達しており、その鉄筋の腐食によってかぶりコンクリートが剥離、剥落や表面にひび割れが発生している状態であることが多い。このような状態の補修とは、劣化コンクリートを撤去して、鉄筋防せい処理や断面補修を行う工法を適用することとなる。また、劣化が顕在化していない時点で補修を行う場合には、中性化したコンクリートのアルカリ性雰囲気回復できるアルカリ付与工法や再アルカリ性工法が有効だと考えられる。

アルカリ付与工法とは、浸透性アルカリ性付与材（ケイ酸リチウム系、ケイ酸ナトリウム、ケイ酸カリウムなど）を中性化したコンクリート表面へ含浸してアルカリ性雰囲気を高め、鉄筋の腐食環境を改善する工法である。再アルカリ性工法（電気化学法）とは、中性化したコンクリート内部の鉄筋を陰極とし、コンクリート表面に陽極を内在させたアル

カリ溶液保持層を仮設して、両極間に直流電流を一定期間流すことにより、中性化部分のアルカリ性を回復させる工法である。

3.2.1.7 補強

部分的に鉄筋腐食が著しく鉄筋の断面欠損が生じている場合には、その部分に添え筋を用いる場合があるが、その際には構造耐力などの計算を行って、鉄筋への適切な結束や定着の方法を検討することも必要だと考えられる。

3.2.2 補修水準の設定

本研究では、3.2.1の補修・補強工法をもとに補修程度により以下のように5つの補修水準を設定し、各水準には劣化の原因に応じていくつかの工法が含まれている（表18、表19及び表20）。

TYPE-I---外観補修（補修部分の再劣化が含まれる）

TYPE-Iは、外観補修を目的として基本的に、前処理、高圧清浄、ひび割れ・欠損補修、下地調整、仕上げの手順を施すことを想定し、仕上げ更新工法、ひび割れ補修工法及び埋め戻し補修工法を行う。ただし、内蔵の劣化要因が除去されないことに伴う未補修部分の劣化進行及び補修部分の再劣化を考慮し補修後の劣化を評価することが必要だと考えられる。

本研究では、外観補修する時、初期の仕上げ材と同一の仕上げ材を施すこと、つまり仕上げ材更新することとした。なお、ひび割れ補修工法を行う場合、0.5mm未満のひび割れにはひび割れシール工法を、0.5mm以上のひび割れにはUカット工法を用いる。

TYPE-II---外観補修+腐食部分補修（補修部分の再劣化が含まれる）

TYPE-IIは、TYPE-Iと同じ対策を取るうえ、剥離部分に対して、前処理、はつり、高圧清浄、防錆材塗布、含浸材塗布、断面修復、下地調整、仕上げの手順を施すことを想定し、仕上げ更新工法、ひび割れ補修工法、断面補修工法及び鉄筋防せい処理を行う。本水準の目的は外観補修する他に鉄筋腐食部分を補修することである。TYPE-Iと同じように、内蔵の劣化要因が除去されないことに伴う未補修部分の劣化進行及び補修部分の再劣化を考慮し、補修後の劣化を評価することが必要だと考えられる。

TYPE-III---外観補修+腐食部分補修+全面的内蔵劣化要因除去

TYPE-IIIは、TYPE-IIと同じ対策を取るうえ、未剥離部分に対して内蔵劣化要因の除去を施すことを想定し、仕上げ更新工法、ひび割れ補修工法、断面補修工法、鉄筋防せい処理及びアルカリ回復工法あるいは塩分除去工法を行う。内蔵劣化要因が除去される原因で補修後の状態は鉄筋量を除き初期状態へ戻ると推定できる。なお、電気化学方法となる脱塩工法及び再アルカリ性工法は建物に対して費用が相当高いため、本研究ではアルカリ付与工法及び塩分除去工法（はつり）を想定し補修後の劣化を評価することとした。

TYPE-IV---外観補修+腐食部分補修+鉄筋追加（補修部分の再劣化が含まれる）

TYPE-IVは、TYPE-IIと同じ対策を取るうえ、元の鉄筋量と同等となるように鉄筋を追加することを想定し、仕上げ更新工法、ひび割れ補修工法、断面補修工法、鉄筋防せい処理

及び鉄筋追加工法を行う。元の鉄筋量と同等となるように鉄筋を追加することにして補修後の鉄筋量は初期状態へ戻り、TYPE-IIと同じように内蔵の劣化要因が除去されないことに伴う未補修部分の劣化進行及び補修部分の再劣化を考慮し、補修後の劣化を評価することが必要だと考えられる。

TYPE-V ---外観補修+腐食部分補修+全面的内蔵劣化要因除去+鉄筋追加

TYPE-Vは、TYPE-IIIと同じ対策を取るうえ、元の鉄筋量と同等となるように鉄筋を追加することを想定し、仕上げ更新工法、ひび割れ補修工法、断面補修工法、鉄筋防せい処理、アルカリ付与工法あるいは塩分除去工法（はつり）、及び鉄筋追加工法を行う。内蔵劣化要因を除去することと元の鉄筋量と同等となるように鉄筋を追加することにして補修後の状態は完全に初期状態へ戻ると考えられる。

表 18 塩分侵入における補修水準

補修水準	仕上げ材更新	ひび割れ補修工法	埋め戻し補修工法	断面補修工法	鉄筋防せい処理	塩分除去工法（はつり）	鉄筋追加
TYPE-I	○	○	○	—	—	—	—
TYPE-II	○	○	—	○	○	—	—
TYPE-III	○	○	—	○	○	○	—
TYPE-IV	○	○	—	○	○	—	○
TYPE-V	○	○	—	○	○	○	○

表 19 中性化における補修水準

補修水準	仕上げ材更新	ひび割れ補修工法	埋め戻し補修工法	断面補修工法	鉄筋防せい処理	アルカリ付与工法	鉄筋追加
TYPE-I	○	○	○	—	—	—	—
TYPE-II	○	○	—	○	○	—	—
TYPE-III	○	○	—	○	○	○	—
TYPE-IV	○	○	—	○	○	—	○
TYPE-V	○	○	—	○	○	○	○

表 20 中性化及び塩分内蔵における補修水準

補修水準	仕上げ材更新	ひび割れ補修工法	埋め戻し補修工法	断面補修工法	鉄筋防せい処理	塩分除去工法 アルカリ付与工法	鉄筋追加
TYPE-I	○	○	○	—	—	—	—
TYPE-II	○	○	—	○	○	—	—
TYPE-III	○	○	—	○	○	○	—
TYPE-IV	○	○	—	○	○	—	○
TYPE-V	○	○	—	○	○	○	○

3.3 補修水準における効果評価モデル

本研究では、以下のように5つの補修水準を設定し、後述の免疫的アルゴリズムによって維持保全計画の最適化を行うことは、膨大な計算量が必要なため、それぞれの条件に従い層を単位とする破壊確率と剥離確率に補修の効果を次のように直接反映し、その後建物の破壊確率及び剥離確率を更新することとした。ただし、前提条件としては補修材の種類が部材と同じように設定することである。

3.3.1 外観補修 (TYPE-I)

基本的に、前処理、高圧清浄、ひび割れ・欠損補修、下地調整、仕上げの手順を施すことを設定する。補修実施年では、図30のように剥離確率が初期状態にし (A→B)、未補修部分がそのまま劣化進行することになるため、補修前の曲線と同様に推移することとした。また、補修した部分は、劣化要因が除去されないため、潜伏期間がゼロと設定する初期建築時の剥離確率曲線と同様に推移することとした。未補修部分の劣化及び補修部分の再劣化を合わせ、補修後の剥離確率曲線になる。

一方、外観補修のみを考慮し、構造物の補強は行わないため、破壊確率の低減はないものとした。

剥離確率

$$t \leq t_i; \quad P_i^s(t) = P_{i-1}^s(t) \quad (84)$$

$$t > t_i; \quad P_i^s(t) = (P_{i-1}^s(t) - P_{i-1}^s(t_i)) + P_{i-1}^s(t_i) \times (P_o^s(t + t_B - t_i)) \quad (85)$$

t : 供用期間(年), t_i : i 回目の補修・補強の実施年(年), P_{i-1}^s : $i-1$ 回目の補修・補強後の剥離確率(%), P_i^s : i 回目の補修・補強後の剥離確率(%), P_o^s : 初期建設時の剥離確率(%), t_B : 潜伏期間(劣化因子が侵入してから、鉄筋が腐食し始めるまで)(年)

破壊確率

$$P_i^f(t) = P_{i-1}^f(t) \quad (86)$$

P_{i-1}^f : $i-1$ 回目の補修・補強後の破壊確率(%), P_i^f : i 回目の補修・補強後の破壊確率(%)

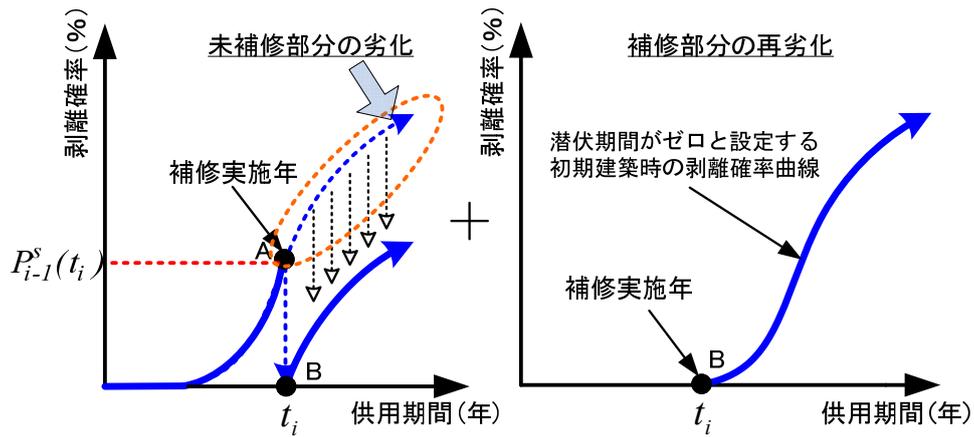


図 30 TYPE-I 実施後の剥離確率

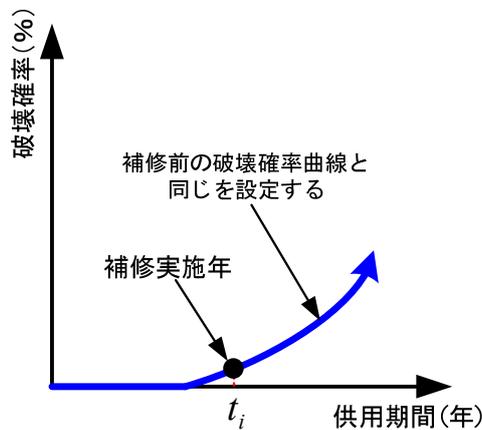


図 31 TYPE-I 実施後の破壊確率

3.3.2 外観補修+腐食部分補修 (TYPE-II)

TYPE-Iと同じ対策を取るうえ、剥離部分に対して、前処理、はつり、高圧清浄、防錆材塗布、含浸材塗布、断面修復、下地調整、仕上げの手順を施すことを設定し、補修実施年では、図32のように剥離確率が初期状態にし (A→B)、未補修の部分がそのまま劣化進行することになるため、補修前の曲線と同様に推移することとした。また、補修した部分は、劣化要因が除去されるため、初期建築時の剥離確率曲線と同様に再劣化して未補修部分の劣化と合わせて補修後の剥離確率曲線になる。

一方、構造物の補強は行わないため、破壊確率の低減はないものとした。

剥離確率

$$t \leq t_i; \quad P_i^s(t) = P_{i-1}^s(t) \quad (87)$$

$$t > t_i; \quad P_i^s(t) = (P_{i-1}^s(t) - P_{i-1}^s(t_i)) + P_{i-1}^s(t_i) \times (P_o^s(t - t_i)) \quad (88)$$

破壊確率

$$P_i^f(t) = P_{i-1}^f(t) \quad (89)$$

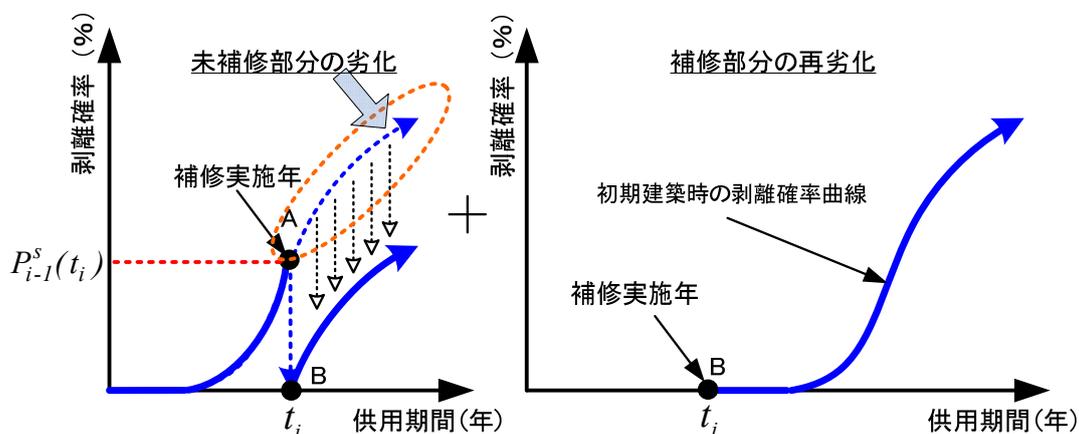


図 32 TYPE-II 実施後の剥離確率

3.3.3 外観補修+腐食部分補修+全面的内存劣化要因除去 (TYPE-III)

TYPE-II と同じ対策を取るうえ、未剥離部分に対してアルカリ性付与工法（中性化）或は塩分除去工法（塩害）を施すことを設定し、補修実施年では、全コンクリート中の劣化要因が除去されるため、図33のように剥離確率が初期状態へ戻って（A→B）この部分を起点に初期建築時と同様に推移することとした。

一方、全コンクリート中の劣化要因を除去し構造耐力の低下が一時的にとどめられるものと仮定し、潜伏期間を設ける（図 34）。潜伏期間終了後は、補修前の破壊確率曲線と同様に推移することとした。

剥離確率

$$t \leq t_i; \quad P_i^s(t) = P_{i-1}^s(t) \quad (90)$$

$$t > t_i; \quad P_i^s(t) = P_o^s(t - t_i) \quad (91)$$

破壊確率

$$t \leq t_i; \quad P_i^f(t) = P_{i-1}^f(t) \quad (92)$$

$$t_i < t \leq t_B + t_i; \quad P_i^f(t) = P_{i-1}^f(t_i) \quad (93)$$

$$t > t_i + t_B; \quad P_i^f(t) = P_{i-1}^f(t - t_B) \quad (94)$$

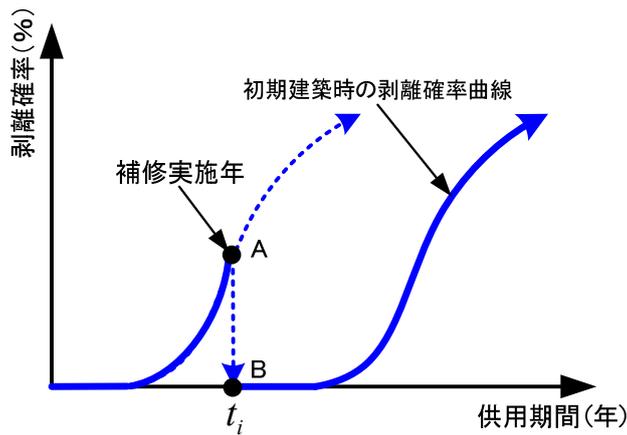


図 33 TYPE-Ⅲ実施後の剥離確率

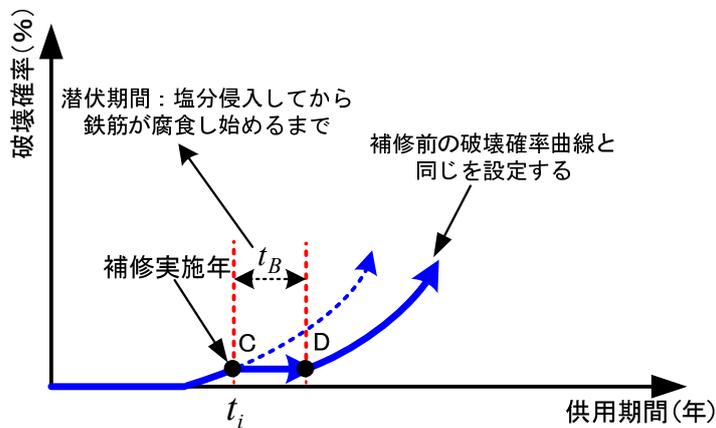


図 34 TYPE-Ⅲ実施後の破壊確率

3.3.4 外観補修+腐食部分補修+鉄筋追加 (TYPE-Ⅳ)

TYPE-Ⅱと同じ対策を取るうえ、元の鉄筋量と同等となるように鉄筋を追加することを設定し、補修実施年では、図32のように剥離確率が初期状態にし (A→B)、未補修の部分がそのまま劣化進行することになるため、補修前の曲線と同様に推移することとした。また、補修した部分は、劣化要因が除去されるため、初期建築時の剥離確率曲線と同様に推移し、未補修の部分と合わせて補修後の剥離確率曲線になる。

一方、補修実施年で、破壊確率が初期状態にし (C→D)、未補修の部分に劣化要因が存在するため、潜伏期間がゼロと設定する初期建築時の破壊確率曲線と同様に推移することとした (図 35)。

剥離確率

計算式は式 87 と式 88 と同じである。

破壊確率

$$t \leq t_i; \quad P_i^f(t) = P_{i-1}^f(t) \quad (95)$$

$$t > t_i; \quad P_i^f(t) = P_o^f(t + t_B - t_i) \quad (96)$$

P_o^f : 初期建設時の破壊確率 (%)

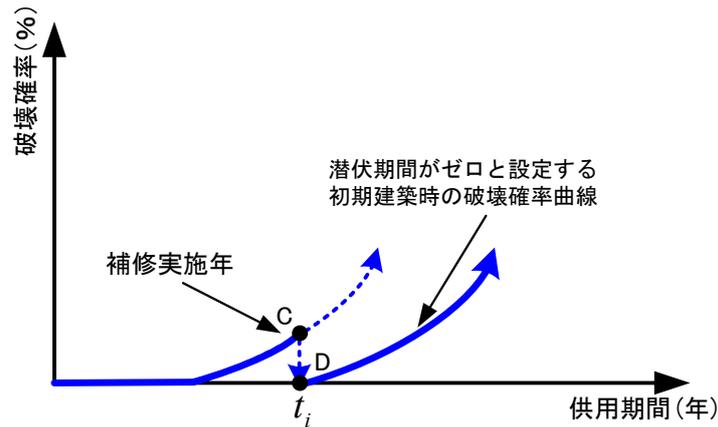


図 35 TYPE-IV実施後の破壊確率

3.3.5 外観補修+腐食部分補修+全面的内存劣化要因除去+鉄筋追加 (TYPE-V)

TYPE-IIIと同じ対策を取るうえ、元の鉄筋量と同等となるように鉄筋を追加することを設定し、補修実施年では、全コンクリート中の劣化要因が除去されるため、図33のように剥離確率が初期状態へ戻って (A→B) この部分を起点に初期建築時と同様に推移することとした。

一方、補修実施年で、破壊確率が初期状態にし (C→D)、未補修の部分に劣化要因も除去するため、初期建設時の破壊確率曲線と同様に推移することとした (図 36)。

剥離確率

計算式は式 90 と式 91 と同じである。

破壊確率更新

$$t \leq t_i; \quad P_i^f(t) = P_{i-1}^f(t) \quad (97)$$

$$t > t_i; \quad P_i^f(t) = P_o^f(t - t_i) \quad (98)$$

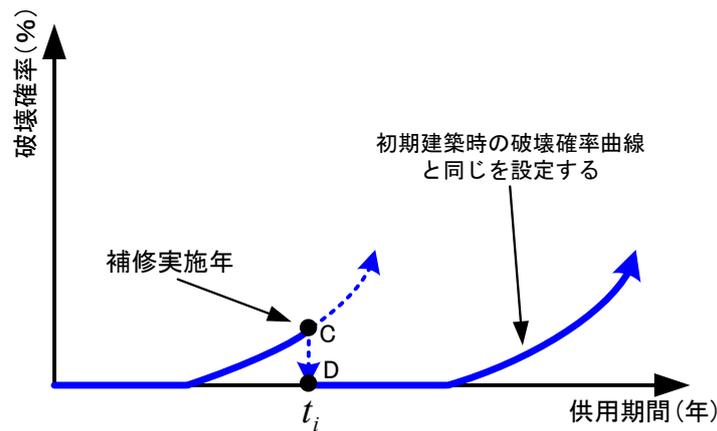


図 36 TYPE-V 実施後の破壊確率

3.3.6 複合劣化における補修の効果評価モデル

凍害及び塩分侵入と凍害及び中性化の複合劣化に対して前述の補修水準における効果評価モデルを用い補修後の劣化を推測することとした。中性化及び塩分内蔵の場合、劣化要因が除去される部分には塩分が内蔵しないため、その部分の補修後の劣化は中性化の影響のみを配慮し、以下のように前述の効果評価モデルを修正する。

TYPE-II：補修実施年では、剥離確率が初期状態にし、未補修の部分がそのまま劣化進行することになるため、補修前の曲線と同様に推移することとした。また、補修した部分は、劣化要因が除去されるため、中性化のみが配慮される初期建築時の剥離確率曲線と同様に推移し、未補修の部分と合わせて補修後の剥離確率曲線になる。

TYPE-III：補修実施年では、全コンクリート中の劣化要因が除去されるため、塩分が内蔵しない初期状態へ戻ってこの部分を起点に中性化のみが配慮される初期建築時と同様に推移することとした。

一方、全コンクリート中の劣化要因を除去し構造耐力の低下が一時的にとどめられるものと仮定し、潜伏期間を設ける。ただし、全コンクリート中の劣化要因が除去されるため、潜伏期間は中性化のみが配慮される劣化の潜伏期間と同じように設定することとした。つまり、補修実施年では、破壊確率が初期状態にせず潜伏期間を設定し、潜伏期間終了後この部分を起点に中性化のみが配慮される初期建築時の破壊確率曲線と同様に推移することとした。

TYPE-IV：補修実施年では、剥離確率が初期状態にし、未補修の部分がそのまま劣化進行することになるため、補修前の曲線と同様に推移することとした。また、補修した部分は、劣化要因が除去されるため、中性化のみが配慮される初期建築時の剥離確率曲線と同様に推移し、未補修の部分と合わせて補修後の剥離確率曲線になる。

一方、補修実施年で、破壊確率が初期状態にし、未補修の部分に劣化要因が存在するため、潜伏期間がゼロと設定する初期建築時の破壊確率曲線と同様に推移することとした。

TYPE-V：補修実施年では、全コンクリート中の劣化要因が除去されるため、塩分が内蔵しない条件となる初期状態へ戻ってこの部分を起点に中性化のみが配慮される初期建築時と同様に推移することとした。一方、補修実施年で、破壊確率が初期状態にし、未補修の部分に劣化要因も除去するため、中性化のみが配慮される初期建築時の破壊確率曲線と同様に推移することとした。

3.4 補修水準における費用評価モデル

3.4.1 補修工法における費用単価の推定

補修工法に用いる材料及び施工単価はメーカー、規格や場所の違いなどで価格差が生じているものもあるが、倍半分の差が生じるものではないと思う。このため、本研究では、文献[45,46,47,48,49]及びヒアリングをもとに工法の単価を表20のように設定する。なお、単価には労役費、材料費を含む。3.2.2に示した中性化、塩害などに対して行われる補修工法の単価は選定した材料及び施工方法を表20に示した番号を用いて表21に示す。

表 20 施工工法及び単価

番号	名称	価格	単位
1	ケレン	400	円/m ²
2	高圧清浄, 清掃	200	円/m ²
3	コンクリート面はつり	3000	円/m ²
4	シール工法 (0.2m/m ²)	200	円/m ²
5	U-カット工法 (0.3m/m ²)	1050	円/m ²
6	下地調整 (セメント系下地調整材)	600	円/m ²
7	断面修復 (モルタル塗り金ごて押え)	2700	円/m ²
8	錆落とし	600	円/m ²
9	防錆材塗布	450	円/m ²
10	含浸材塗布 (珪酸リチウム)	1800	円/m ²
11	表面塗装 (複層材料)	1630	円/m ²
12	表面塗装 (樹脂リシン)	530	円/m ²
13	再アルカリ化工法	40000	円/m ²
14	脱塩工法	70000	円/m ²
15	含浸材 (ケイ酸リチウム)	1800	円/m ²
16	含浸材 (亜硝酸カルシウム)	1960	円/m ²
17	含浸材 (亜硝酸リチウム)	1960	円/m ²
18	鉄筋追加	700000	円/m

表 21 補修工法及び単価

番	補修工法	施工工法	価格	単位
---	------	------	----	----

号				
A	仕上げ材更新（樹脂リシン）	12	530	円/m ²
B	シール工法（0.2 m/m ² ）	1, 2, 4, 6	1400	円/m ²
C	U-カット工法（0.3 m/m ² ）	1, 2, 5, 6	2250	円/m ²
D	埋め戻し	1, 2, 6, 7	3900	円/m ²
E	断面補修	1, 2, 3, 6, 7	6900	円/m ²
F	断面補修（鉄筋防せい処理を含む）	1, 2, 3, 6, 7, 8, 9	7950	円/m ²
G	再アルカリ化工法	13	4000 0	円/m ²
H	脱塩工法	14	7000 0	円/m ²
I	アルカリ付与工法	1, 2, 6, 10	3000	円/m ²
J	塩分除去（はつる）	1, 2, 3, 6, 7	6900	円/m ²

*仕上げ材更新における費用は仕上げ材の種類により定められる

3.4.2 補修水準における費用評価モデル

補修コストを計算する場合、劣化に伴う補修必要面積を設定することが必要だと思いが、現時点では、その面積を精度よく予測する方法が欠如している。このため、本研究では、劣化後の剥離確率及び鉄筋の重量減少率（部材の最外側）をもとに補修水準および劣化状況により補修範囲を評価しコストを計算することとした。ただし、同じ補修水準には劣化状況により実施工法及び補修範囲も違うため、本研究では層剥離確率に基づき劣化状況を表22のとおり定めることとした。

まず、層を単位として表21及び表22に示した各工法単価により全面的補修における各工法費用を計算する。選択した補修水準及び各層の劣化状況に応じる全面的補修に対する割合を表23のように定め、表24に示した算定式により建物全体の補修コストを評価する。鉄筋を追加する場合、部材の位置によって鉄筋の重量減少率が若干違うため、本研究では鉄筋の平均重量減少率をもって補修費用を算定することとした。

補修には、変状なしと見なされた劣化状況を除き、建物に対する全面的仕上げ材更新もふくまれる。なお、層剥離確率が3%より小さい場合は、補修を実施しないとした。最後に、補修後の層毎の破壊確率及び剥離確率に基づき、建物破壊確率及び剥離確率を計算し、リスクを評価する。

表 22 劣化状況と層剥離確率との関係

層剥離確率 (%)	劣化状況
$P_s < 3$	変状ない

$3 \leq P_s < 15$	軽度
$15 \leq P_s < 50$	中度
$50 \leq P_s < 85$	重度
$85 \leq P_s < 100$	全面的劣化

表 23a 全面的補修に対する割合 (TYPE-I)

劣化状況	仕上げ材 更新工法	ひび割れ補修工 法 シーリング工法 (γ_1)	ひび割れ補修工 法 U-カット工法 (γ_2)	埋め戻し工法 (γ_3)
変状なし	0	0	0	0
軽度	100%	$(100\% - P_s)$	0	P_s
中度	100%	0	$(100\% - P_s)$	P_s
重度	100%	0	$(100\% - P_s)$	P_s
全面的劣 化	100%	0	0	100%

表 23b 全面的補修に対する割合 (TYPE-II)

劣化状況	仕上げ材 更新工法	ひび割れ補修工 法 シーリング工法 (γ_1)	ひび割れ補修工 法 U-カット工法 (γ_2)	断面補修工法 (γ_3) (鉄筋防せい処理)
変状なし	0	0	0	0
軽度	100%	$(100\% - P_s)$	0	P_s
中度	100%	0	$(100\% - P_s)$	P_s
重度	100%	0	$(100\% - P_s)$	P_s
全面的劣 化	100%	0	0	100%

表 23c 全面的補修に対する割合 (TYPE-III)

劣化状況	仕上げ材 更新工法	ひび割れ補修工 法 シーリング工法 (γ_1)	ひび割れ補修工 法 U-カット工法 (γ_2)	断面補修工法 (γ_3) (鉄筋防せい処理)
変状なし	0	0	0	0
軽度	100%	$(100\% - P_s)$	0	P_s
中度	100%	0	$(100\% - P_s)$	P_s
重度	100%	0	$(100\% - P_s)$	P_s
全面的劣 化	100%	0	0	100%

劣化状況	アルカリ性付与工法 (γ_4)
変状なし	0
軽度	(100%- P_S)
中度	(100%- P_S)
重度	(100%- P_S)
全面的劣化	0

表 23d 全面的補修に対する割合 (TYPE-IV)

劣化状況	仕上げ材更新工法	ひび割れ補修工法 シール工法 (γ_1)	ひび割れ補修工法 U-カット工法 (γ_2)	断面補修工法 (γ_3) (鉄筋防せい処理)
変状なし	0	0	0	0
軽度	100%	(100%- P_S)	0	P_S
中度	100%	0	(100%- P_S)	P_S
重度	100%	0	(100%- P_S)	P_S
全面的劣化	100%	0	0	100%

劣化状況	鉄筋追加 (γ_5)
変状なし	0
軽度	r
中度	r
重度	r
全面的劣化	r

表 23e 全面的補修に対する割合 (TYPE-V)

劣化状況	仕上げ材更新工法	ひび割れ補修工法 シール工法 (γ_1)	ひび割れ補修工法 U-カット工法 (γ_2)	断面補修 (γ_3) (鉄筋防せい処理)
変状なし	0	0	0	0
軽度	100%	(100%- P_S)	0	P_S
中度	100%	0	(100%- P_S)	P_S
重度	100%	0	(100%- P_S)	P_S
全面的劣化	100%	0	0	100%

劣化状況	アルカリ性付与工法 (γ_4)	鉄筋追加 (γ_5)
変状なし	0	0
軽度	(100%- P_S)	r
中度	(100%- P_S)	r
重度	(100%- P_S)	r
全面的劣化	0	r

表 24 補修費用の算定 (中性化)

補修水準	施工方法	補修費用の算定
------	------	---------

TYPE-I	外観補修	Σ (層毎の仕上げ材更新工法費用) + Σ (層毎のシーリング工法費用 $\times\gamma_1$) + Σ (層毎のUカット工法費用 $\times\gamma_2$) + Σ (層毎の埋め戻し工法費用 $\times\gamma_3$)
TYPE-II	外観補修 腐食部分補修	Σ (層毎の仕上げ材更新工法費用) + Σ (層毎のシーリング工法費用 $\times\gamma_1$) + Σ (層毎のUカット工法費用 $\times\gamma_2$) + Σ (層毎の断面補修工法費用(鉄筋防せい処理) $\times\gamma_3$)
TYPE-III	外観補修 腐食部分補修 内蔵劣化要因除去	Σ (層毎の仕上げ材更新工法費用) + Σ (層毎のシーリング工法費用 $\times\gamma_1$) + Σ (層毎のUカット工法費用 $\times\gamma_2$) + Σ (層毎の断面補修工法費用(鉄筋防せい処理) $\times\gamma_3$) + Σ (層毎のアルカリ性付与工法費用 $\times\gamma_4$)
TYPE-IV	外観補修 腐食部分補修 鉄筋追加	Σ (層毎の仕上げ材更新工法費用) + Σ (層毎のシーリング工法費用 $\times\gamma_1$) + Σ (層毎のUカット工法費用 $\times\gamma_2$) + Σ (層毎の断面補修工法費用(鉄筋防せい処理) $\times\gamma_3$) + Σ (層毎の鉄筋追加費用 $\times\gamma_5$)
TYPE-V	外観補修 腐食部分補修 内蔵劣化要因除去 鉄筋追加	Σ (層毎の仕上げ材更新工法費用) + Σ (層毎のシーリング工法費用 $\times\gamma_1$) + Σ (層毎のUカット工法費用 $\times\gamma_2$) + Σ (層毎の断面補修工法費用(鉄筋防せい処理) $\times\gamma_3$) + Σ (層毎のアルカリ性付与工法費用 $\times\gamma_4$) + Σ (層毎の鉄筋追加費用 $\times\gamma_5$)

*層毎の補修費用＝層全体の柱・梁及び外壁の全体の露出表面積 \times 補修単価

* Σ : 1階からM階までの積算

3.5 ライフサイクルコストの評価

建築物を建て保全することとそれに要する費用には強い相互関係があり、新築時点で安いと思って建てた建築物も、その維持保全或は維持管理に多くの費用が必要になる場合もあれば、逆に、新築時点では費用的に多少高い建築物でも、維持保全或は維持管理まで考えると、全体としては安いことになる場合もある。建築物の費用を考慮する場合には、その建築物が企画・設計される段階から、建設されて建築主に引き渡され、完成した建築物が使用され、維持保全或は維持管理され、最終的に壊されるまでの全生涯に要する費用を考慮するという考え方を取ることが多くなりつつある。この考え方をライフサイクルコスト(LCC)と定義された。つまり、建築物のLCCには以下のように2つのコストが含まれる。

イニシャルコスト：建築物の企画・設計に要する費用
建設に要する費用

ランニングコスト：修繕・保守点検等建築物の維持保全に要する費用
建築物の運用・管理に要する費用

これらのコストの割合は、建築物の規模、用途などによって異なるが、文献[50]により事務所ビルをモデルとして試算し多結果、イニシャルコストが26.3%、ランニングコストが

73.7%になった。

本研究では、同事例に対して建築物の運用・管理および企画・設計に要するコストが同じだと想定するため、経済的最適な維持保全計画を求めることに対して初期建築費用、維持保全費用と劣化リスクの総和をLCCと定義することとした。

3.5.1 ライフサイクルコストの定義

経済的最適な維持保全計画を設定するため、劣化リスク E を求めた上で、初期建築費用 C_I に補修費用を加え、供用期間を通す総出費 C_T (LCC) を下式により算定するものとした。

$$C_T = C_I + \sum C_{Rep} \times \frac{1}{(1+k)^{t_{Rep}}} + E \quad (99)$$

C_I : 初期建築費用, C_{Rep} : 補修コスト, t_{Rep} : 補修を実施する年

3.5.2 破壊及び剥離による損失コスト

損失コストの設定は、単純に撤去・再建費用のみを考慮すればよいわけではなく、施設、設備または建築物が使用できなくなったことによる営業損失、人的損失などを考慮する必要があるが、これを見積ることは極めて難しい。現状はこれを定量的に評価することが困難であることから、本論文の解析には含めないこととした。

既往の研究[51,52,53]により建築物に対して地震に伴う破壊（全壊という意味）による損失費用（表25）を設定するにあたり、構造・仕上げを含む建物被害、テナント所有の設備被害、機能被害、及び人的被害の各費用を考慮し、各被害項目の内容と被害費用の算定手法を以下に示す。本研究ではそれを参考に初期建築費用の基準金額を定めて破壊による損失コストを表26と同じように設定する。

- ① 建物被害費用: 建物の被害個所の補修費用であり、躯体工事費、仕上げ工事費など全てを含む建築工事の総工費とする。
- ② 設備被害費用: テナント所有の建物内の設備、什器、収容機器の被害費用とする。
- ③ 機能被害費用: 当該建物の被害により所定の機能が果たせず、結果として損失に繋がることが考えられる。例えば、検討対象建物の用途は事務所ビルである場合、補修工事中はビルの家賃料が取れないことから、機能損失期間を推定し被害費用を求める。
- ④ 人的被害費用: 当該建物の被害により人的被害は想定される。文献によれば兵庫県南部地震の被害データでは、住宅用途で全壊建物の10棟で1人程度の割合で死亡している。

小中地震に伴うかぶりコンクリートの剥落による損失費用は、今までほとんど研究されていないため、本研究では、建物の用途と関係があると想定し、文献[54,55]を参考に地震に伴う破壊（全壊という意味）による損失費用の0.2倍と仮定する。

表 25 地震に伴う破壊による損失コストの各項目

建物の用途 (Occupation Type)	A	B	C	D	E	F	G	H
-------------------------	---	---	---	---	---	---	---	---

民家 (Privately owned houses)	0.3	0.4	0.2	0.1	0.1	0.2	0.1	1.0
貸しマンション (Apartment houses for rent)	0.3	0.2	0.2	0.1	0.1	0.5	0.2	0.2
小さい規模の商店 (Small shops)	0.4	0.4	0.1	0.1	0.2	0.2	0.1	0.2
高いオフィス (Tall office buildings)	0.25	0.2	0.3	0.3	0.2	0.5	5.0	0.1
病院 (Hospitals)	0.25	0.5	0.3	0.5	10.0	2.0	20.0	0.1
消防署 (Fire stations)	0.3	0.1	0.2	0.2	10.0	0.1	5.0	0.1
原子電力発電所 (Nuclear power plants)	0.15	0.1	0.2	10.0	2.0	100	2000	0.1
A : Damage to structure, requiring repair or replacement B : Damage to contents, requiring repair or replacement C : Damage to non-structural components, requiring repair or replacement D : Damage to equipment, requiring repair or replacement E : Function loss F : Injuries G : Fatalities H : Psychological damage								

表 26 地震に伴う破壊による損失コスト

建物の用途(Occupation Type)	Loss due to structural failure (normalized by initial cost (C_1))
民家 (Privately owned houses)	2.4
貸しマンション (Apartment houses for rent)	1.8
小さい規模の商店 (Small shops)	1.7
高いオフィス (Tall office buildings)	6.9
病院 (Hospitals)	33.6
消防署 (Fire stations)	16
原子電力発電所 (Nuclear power plants)	2113

3.6 試算例及びまとめ

本章に提案された補修費用及び効果モデルの妥当性を検討するため、第三章と同じような事例を対象とし、補修シナリオを設定して維持保全費用及びLCCを評価する。補修シナリオとは、維持する劣化状況を定め、前述した劣化予測をもとに劣化が維持劣化状況に達すると、選択された補修水準を実施することである。試算例での維持劣化状況は建物剥離確率15%及び30%と定義される。

3.6.1 塩分侵入事例

本章では、塩分侵入の環境条件を文献[43,56]により4つの環境地域に分類し、表27と同

じように設定する。供用期間を100年と設定する場合のLCCは表28及び表29になる。

塩分侵入の結果を見ると、維持保全がない事例に比べて補修を実施した事例は塩分侵入量に関わらずLCCが低くなる。維持劣化状況を剥離確率15%と設定する場合（図36、図37及び図38）には、表面塩分イオン量の増加につれて、内部劣化要因を除去しない補修水準での維持保全費用と内部劣化要因除去工法を含む補修水準との差が小さくなる傾向がある。このことは、表面塩分イオン量が多くなると内部劣化要因を除去しないことで次の補修時期までの時間が短く維持保全活動の回数も増えていくためである。さらに、同じ塩害環境地域において予定供用期間が長いほど、補修水準の設定に関わらず維持保全費用がほぼ同じになるが、鉄筋追加をしない補修水準のほうは劣化リスクの高い原因でLCCも高くなる。

維持劣化状況を剥離確率30%と設定する場合（図36、図37及び図38）には、内部劣化要因を除去する補修水準での維持保全費用が内部劣化要因を除去しない補修水準より高く、表面塩分イオン量の増加につれて両方の差も大きくなる傾向がある。剥離確率15%の事例と同じように鉄筋追加をしない補修水準での劣化リスクが高いため、LCCの視点から見ると塩分侵入となる劣化環境に対して鉄筋追加を含む維持保全活動のほうが経済的に有効だと判明する。

100年の予定供用期間に対して、鉄筋追加を含む補修水準は、剥離確率15%となる維持劣化状況での補修費用が剥離確率30%の約2倍に達するが、剥離確率30%での劣化リスクが剥離確率15%より高いため、維持劣化状況に関わらず補修後のLCCがほぼ同じだと見られる。なお、予定供用期間100年におけるLCC減少率（式(100)）の結果（図41）により、維持劣化状況の設定に関わらず、鉄筋追加をしない補修水準となるTYPE-I、TYPE-II、TYPE-IIIでのLCC減少率がほぼ20%以下になることがわかる。その上、表面塩分イオン量の増加につれて、鉄筋追加工事を含む補修水準でのLCC減少率が高くなるが、他の補修水準が逆に低くなる傾向も見られる。従って、LCC減少率の視点から見ると、鉄筋追加を含む補修水準となるTYPE-IV及びTYPE-Vは塩害環境地域における予定供用期間100年に対して有効だと考えられる。

本研究では、補修効率を評価するため、補修費用及びLCCの減少量に基づき補修便益比を式(101)のように定義する。予定供用期間100年における補修便益比から見ると、全体的に表面塩分イオン量が高いほど、低くなる傾向がある。剥離確率15%となる維持劣化状況を設定する場合には、TYPE-IV及びTYPE-Vの補修便益比がほぼ同じだが、剥離確率30%にはTYPE-IVの補修効率が最も高いと見られる。

$$\text{LCC減少率} : \frac{NLCC - MLCC}{NLCC} \quad (100)$$

$$\text{補修便益比} : \frac{NLCC - MLCC}{M\text{Cost}}$$

(101)

NLCC : 維持保全を実施しない場合のLCC ; *MLCC* : 維持保全を実施する場合のLCC ; *MCost* : 維持保全費用（補修費用）

3.6.2 中性化及び複合劣化(中性化及び塩分内侵)事例

本章では、中性化と複合劣化（中性化及び塩分内存）の環境条件を表28と同じように設定する。供用期間を100年と設定する場合のLCCは表29及び表30になる。複合劣化の結果を見ると、維持保全がない事例に比べて補修を実施した事例はLCCが低くなるが、中性化のみの劣化環境に対して、維持保全を実施してもLCCがほとんど変わらない傾向がある。

中性化のみの事例（図39）に対して、維持保全を実施しない時の劣化リスクが低いため、いずれの補修水準にしても、LCCが有効に減少されないと見られる。つまり、中性化のみの環境に対して、LCCの視点から見ると維持保全対策を実施しなくてもこの建物は100年の供用期間を経ることができると考えられる。

中性化及び塩分内存の複合劣化（図40）に対して、内部劣化要因を除去する補修水準は一回目の工事で内部の塩分がなくなることで中性化となる劣化機構のみ進行するため、内部劣化要因を除去しない補修水準より安く、予定供用期間が長いほど両方の差が多くなる傾向も見られる。LCCの視点から見ると複合劣化環境となる中性化及び塩分内存に対して鉄筋追加及び劣化要因除去を含む維持保全活動のほうが経済的に有用だと判明する。しかも、LCC減少率及び補修便益比の結果（図41）により、予定供用期間100年の要求に対してTYPE-Vの補修効率是他の水準より高いと考えられる。

表 27 塩分侵入の環境条件

塩害環境	低塩害 環境地域	準塩害 環境地域	一般塩害 環境地域	重塩害 環境地 域
飛来塩分量 (mdd)	3.5	7.0	14.0	21.0
表面塩分イオン量 (kg/m ³)	1.5	3.0	6.0	9.0

表 28 中性化及び複合劣化の環境条件

劣化原因	中性化速度 (室内)	中性化速度 (室外)	内存塩分 イオン量 (kg/m ³)
中性化	7.6	3.6	x
複合劣化 (中性化と塩分内 存)	7.6	3.6	1.5

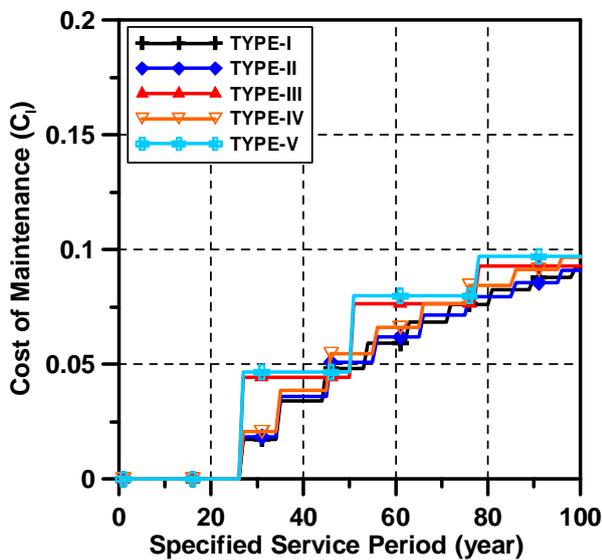
表 29 剥離確率 15%の維持劣化状況下の LCC(予定供用期間 100 年)

劣化原因	No maintenance		TYPE-I	TYPE-II	TYPE-III	TYPE-IV	TYPE-V	
	LCC	Risk						
表面塩分 イオン量	1.5	1.0 7	0.07(7%)	1.05	1.05	1.04	1.04	1.04
	3.0	1.4 1	0.41(41%)	1.32	1.32	1.27	1.15	1.13
	6.0	1.7 6	0.76(76%)	1.67	1.66	1.60	1.28	1.26

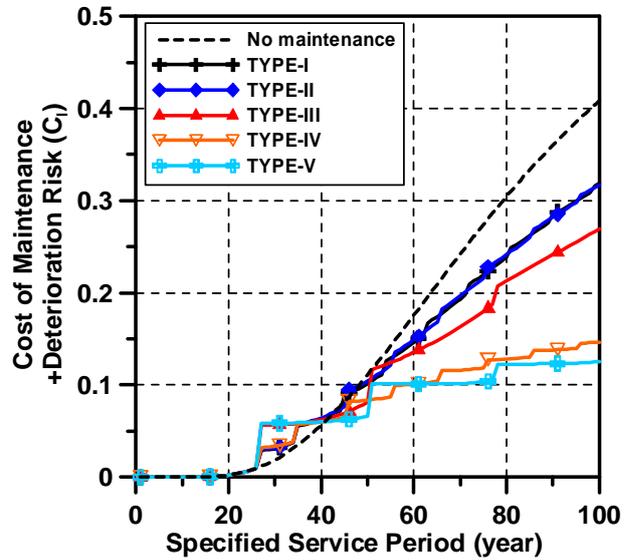
	9.0	1.9 2	0.92 (92%)	1.88	1.88	1.81	1.41	1.35
中性化		1.0 9	0.09 (9%)	1.09	1.10	1.09	1.07	1.06
複合劣化 (中性化+塩分内 存)		1.9 6	0.96 (96%)	1.79	1.72	1.47	1.35	1.19

表 30 剥離確率 30%の維持劣化状況下の LCC(予定供用期間 100 年)

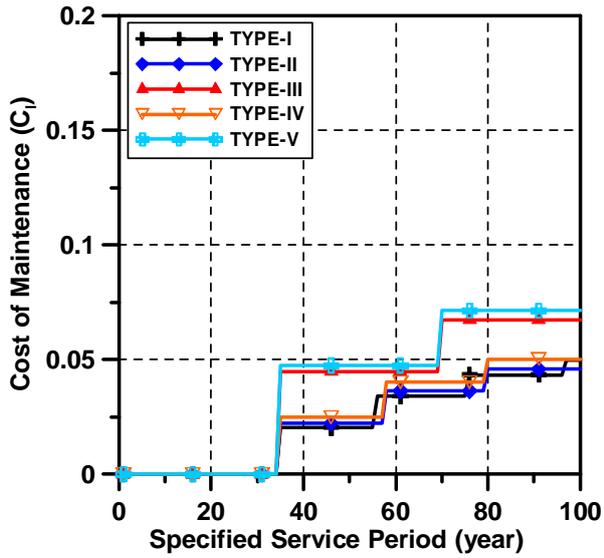
劣化原因		No maintenance		TYPE-I	TYPE-II	TYPE-III	TYPE-IV	TYPE-V
		LCC	Risk					
表面塩分 イオン量	1.5	1.0 7	0.07 (7%)	1.05	1.06	1.06	1.05	1.05
	3.0	1.4 1	0.41 (41%)	1.31	1.31	1.28	1.14	1.13
	6.0	1.7 6	0.76 (76%)	1.62	1.62	1.59	1.24	1.24
	9.0	1.9 2	0.92 (92%)	1.79	1.79	1.79	1.31	1.33
中性化		1.0 9	0.09 (9%)	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
複合劣化 (中性化+塩分内 存)		1.9 6	0.96 (96%)	1.77	1.72	1.55	1.44	1.27



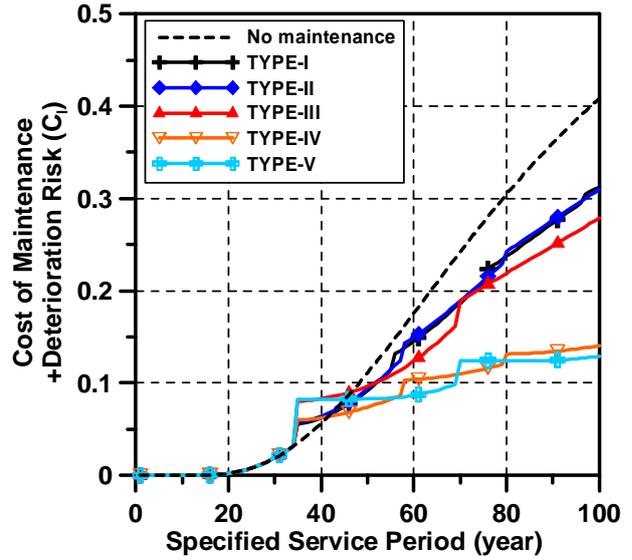
a. 剥離確率 15%の維持劣化状況下の
補修費用



b. 剥離確率 15%の維持劣化状況下の
補修費用 + 劣化リスク

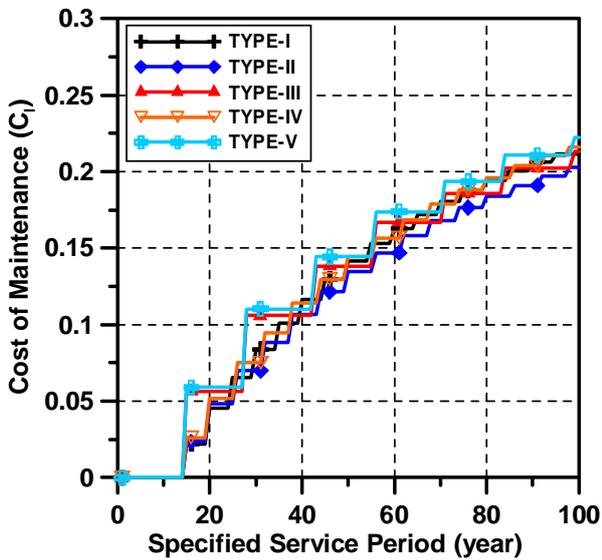


c. 剥離確率30%の維持劣化状況
補修費用

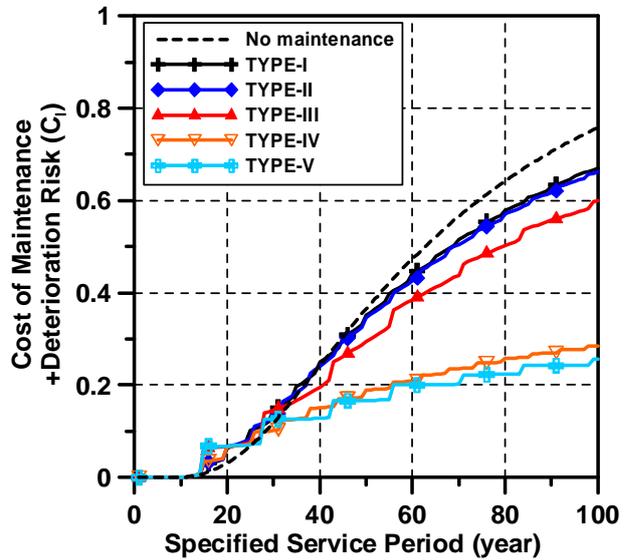


d. 剥離確率30%の維持劣化状況下の
補修費用 + 劣化リスク

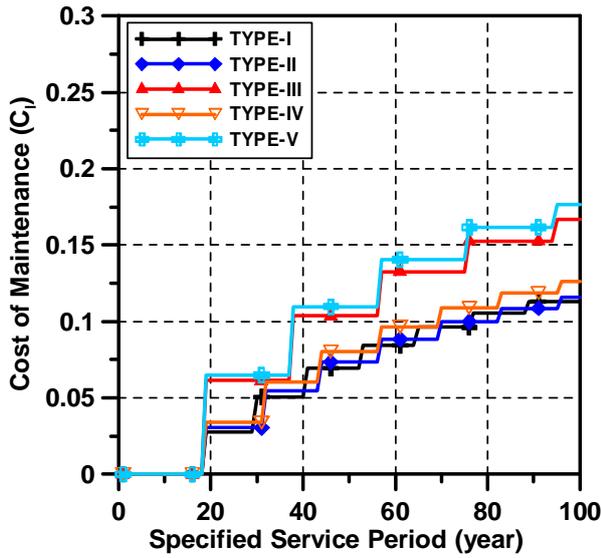
図 36 塩分侵入(表面塩分イオン量 3.0kg/m^3)



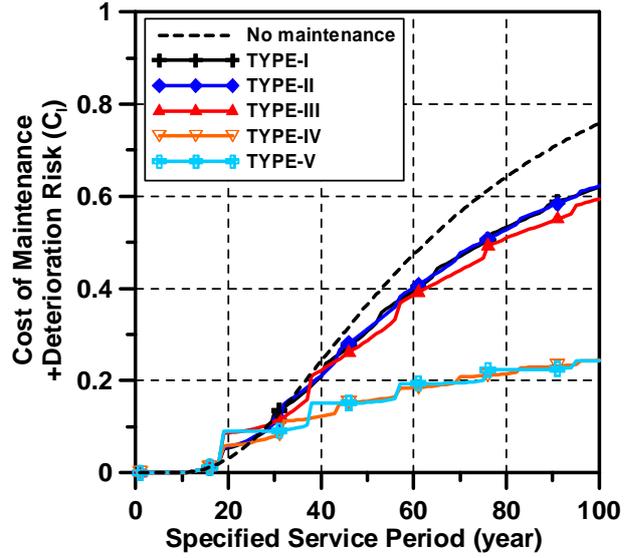
a. 剥離確率 15%の維持劣化状況下の
補修費用



b. 剥離確率15%の維持劣化状況下の
補修費用 + 劣化リスク

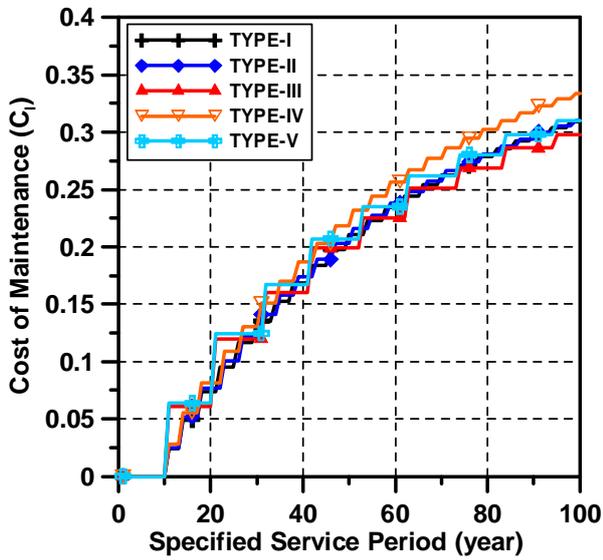


c. 剥離確率30%の維持劣化状況
補修費用

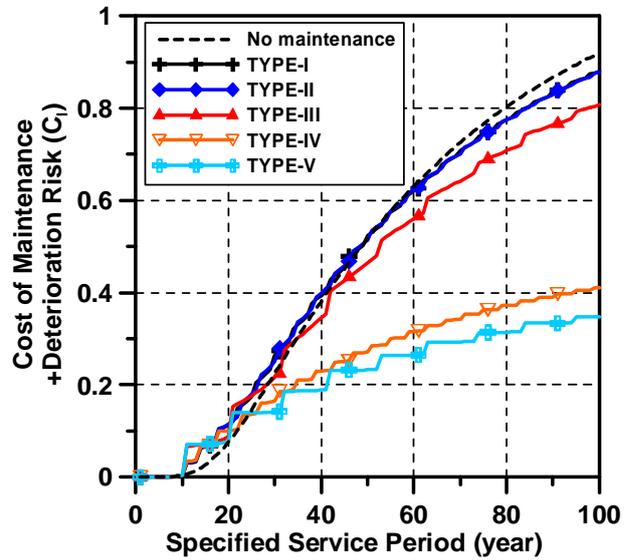


d. 剥離確率30%の維持劣化状況下の
補修費用 + 劣化リスク

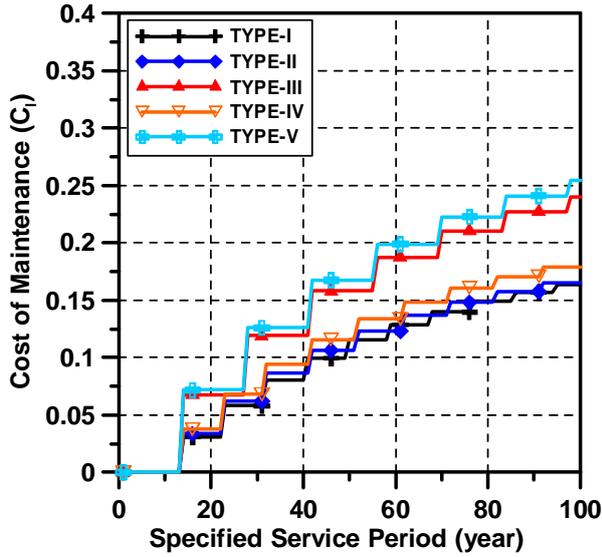
図 37 塩分侵入(表面塩分イオン量 6.0kg/m^3)



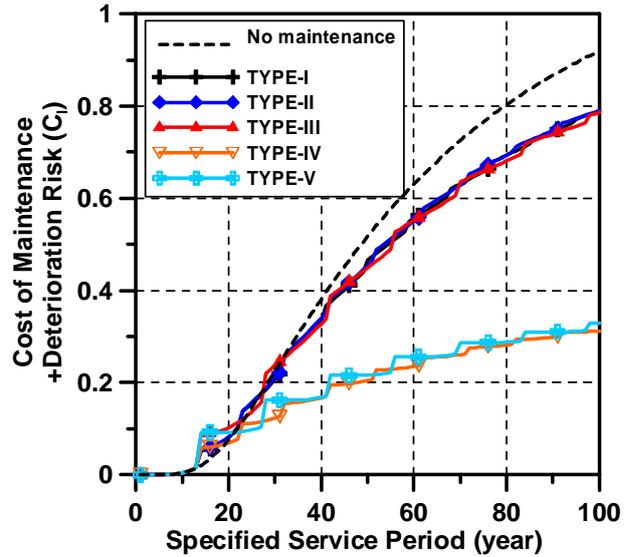
a. 剥離確率 15%の維持劣化状況下の
補修費用



b. 剥離確率15%の維持劣化状況下の
補修費用 + 劣化リスク

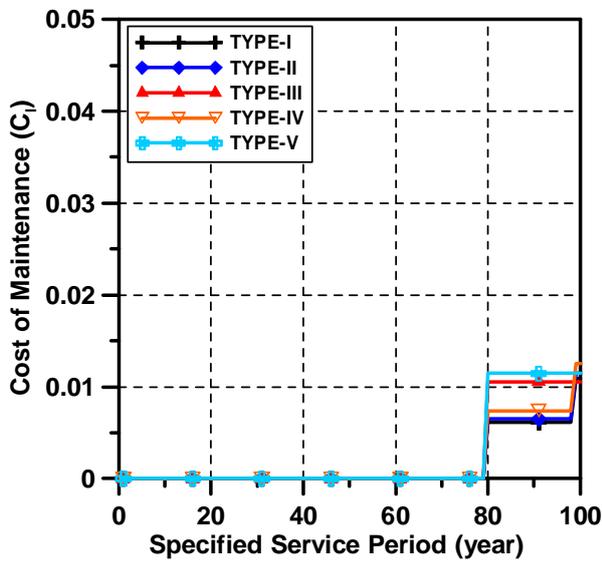


c. 剥離確率30%の維持劣化状況
補修費用

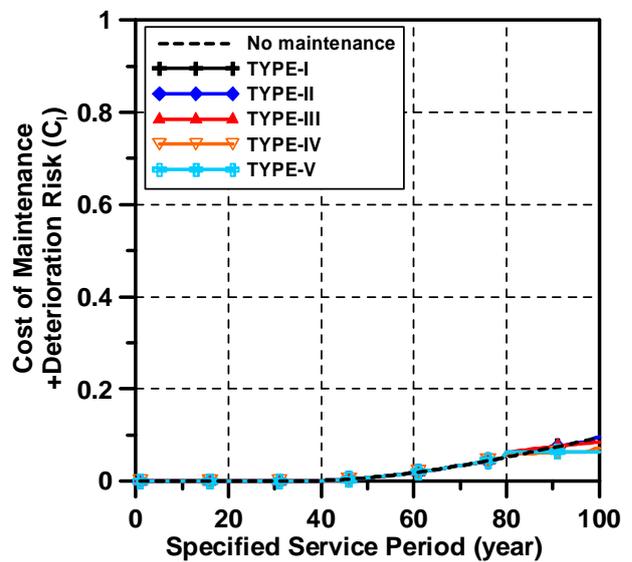


d. 剥離確率30%の維持劣化状況下の
補修費用 + 劣化リスク

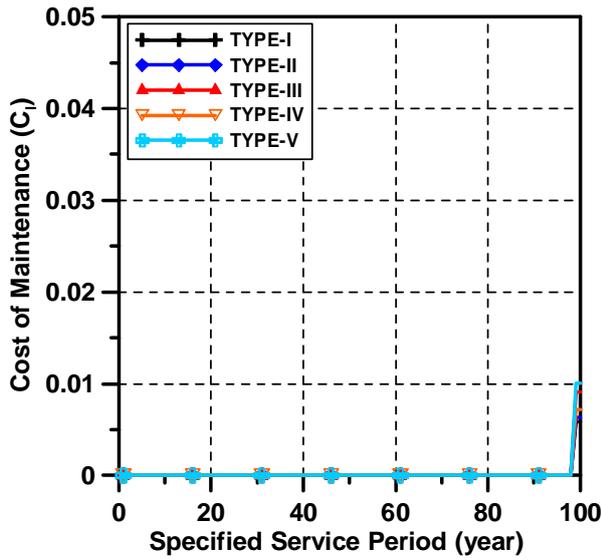
図 38 塩分侵入 (表面塩分イオン量 9.0kg/m^3)



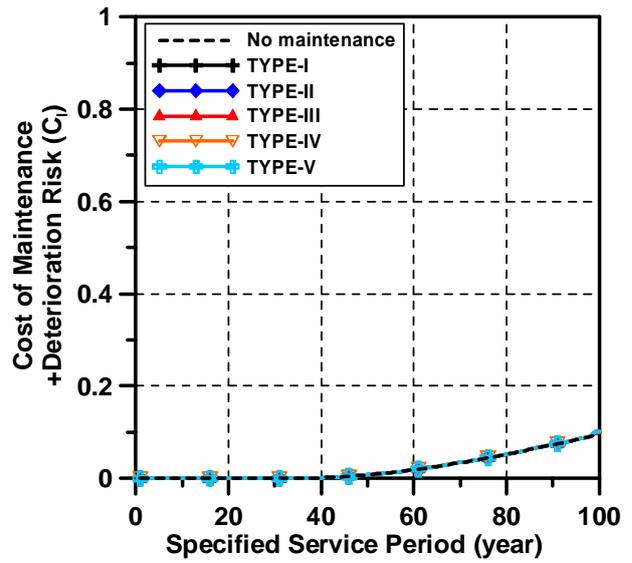
a. 剥離確率 15%の維持劣化状況下の
補修費用



b. 剥離確率15%の維持劣化状況下の
補修費用 + 劣化リスク

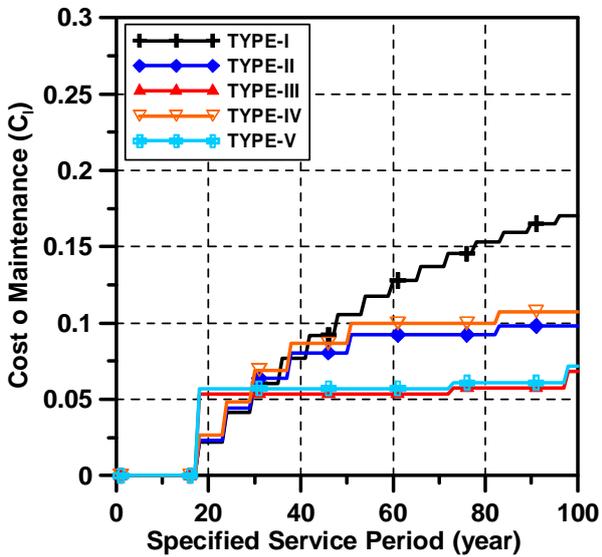


c. 剥離確率30%の維持劣化状況
補修費用

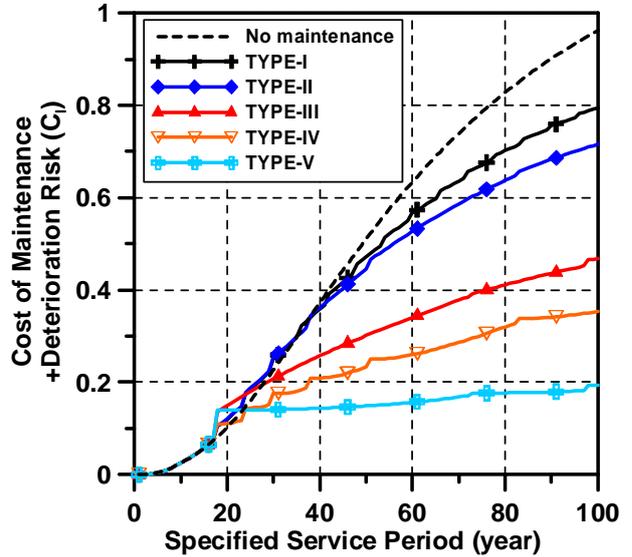


d. 剥離確率30%の維持劣化状況下の
補修費用 + 劣化リスク

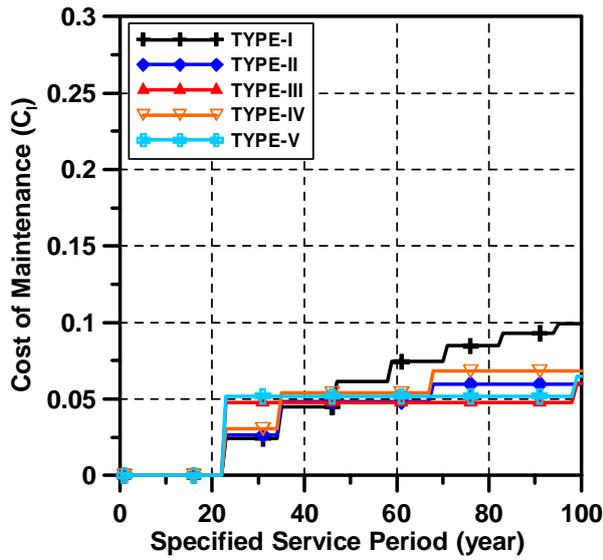
図 39 中性化



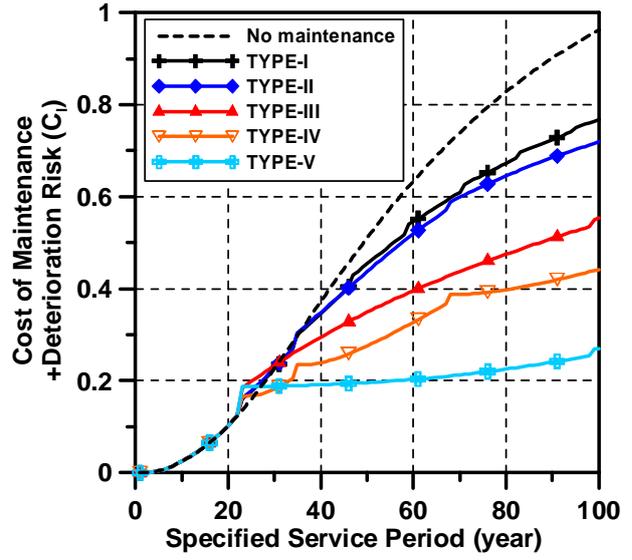
a. 剥離確率 15%の維持劣化状況下の
補修費用



b. 剥離確率15%の維持劣化状況下の
補修費用 + 劣化リスク

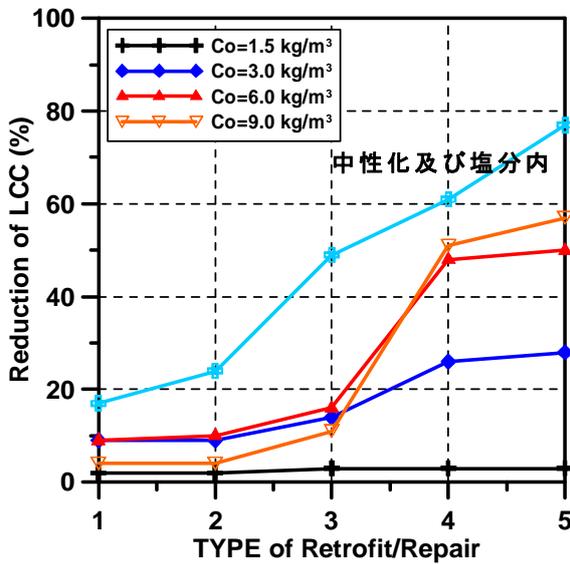


c. 剥離確率30%の維持劣化状況
補修費用

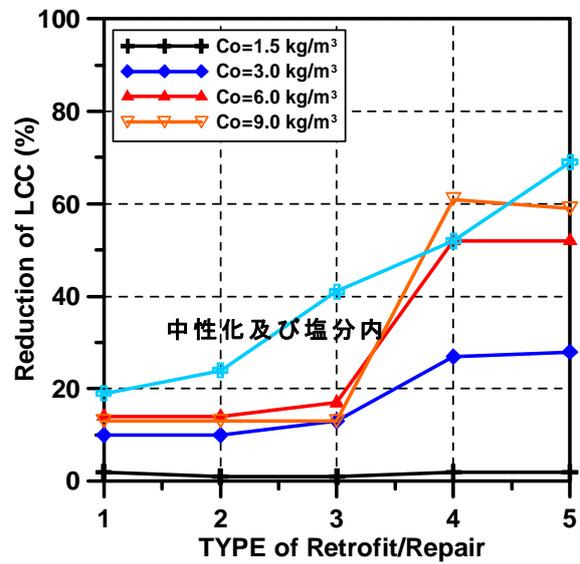


d. 剥離確率30%の維持劣化状況下の
補修費用 + 劣化リスク

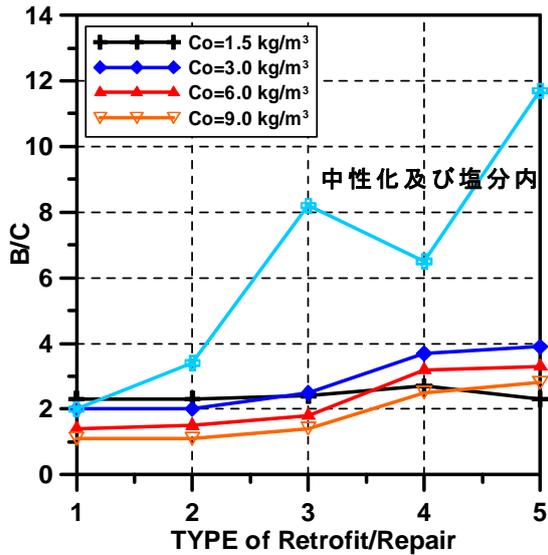
図 40 複合劣化 (中性化と塩分内存)



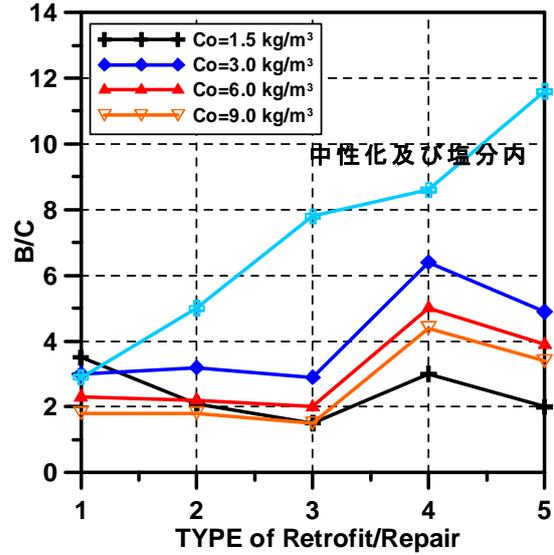
a. 剥離確率15%の維持劣化状況下の
LCC減少率



b. 剥離確率30%の維持劣化状況下の
LCC減少率



c. 剥離確率15%の維持劣化状況下の補修便益比



d. 剥離確率30%の維持劣化状況下の補修便益比

図 41 補修便益比及びLCC減少率

3.6.3 本章のまとめ

維持管理や維持保全を計画することには、補修後の効果評価はもちろん、コストの見積りも重要だと考えられる。このため、本章では、設定した補修水準の効果モデルを構築する上、劣化後の剥離確率及び鉄筋の重量減少率（部材の最外側）をもとに補修水準及び劣化状況により補修範囲を評価し、コストを計算する方法を提案した。提案した手法により、所有者の意思に基づき予定供用期間、維持劣化状況を設定し、LCC最小化の視点から補修水準及び補修時期が定められことは試算例を用いて検証された。さらに、確率論に基づく補修後の効果評価モデルを用いることで補修部分の再劣化を含む補修後の劣化を予測することができるだけでなく、計算量も減少されることが明らかになった。

将来には、より合理的な維持保全計画を求めることには、補修工法に用いる材料及び施工単価はメーカー、規格や場所の違いなどで価格差が生じているものもあるため、事前調査及び補修・補強会社のヒアリングが必要である。

4. 維持保全計画最適化システムの構築に関する研究

4.1 始めに

補修計画の最適化手法については、対象となる探索空間が広大なため、必要な補修水準を連続的な解空間の中で適宜設定し、適切な時期に行うことは非常に困難であることから、多くの研究では多変数の組合せの最適解導出手法として有効と考えられるGA (Genetic Algorithm) の適用が試みられてきた。しかし、実際の建築物の維持保全計画を定める場合、単に大域的最適解が要求されるだけでなく、所有者の意思及び劣化状況を考慮した実現可能で評価の優れた他の準最適解も重要になる場合も少なくない。このような計画最適化問題に対し、免疫的アルゴリズム (Immune Algorithm ; 以下, IA) は独自の調節機構を有していることから、一つの解に収束することなく複数の準最適解を一度に探索できる能力が示されていて、多様な複数の解を得る手段として注目され始めている。

そこで、本研究ではIAにより塩分侵入や中性化などに伴う劣化リスクを含めたLCCを最小化する維持保全計画構築手法を提案することを目的とした一連の研究を行う。さらに、IAからの準最適解集合 (LCCは一定の範囲内) に対して、簡略化ファジィ理論により所有者意思及び劣化状況に基づく実現性のもっとも高い維持保全計画、即ち本研究での最適維持保全計画を推論する方法を提案する。

最後に、試算例を利用して提案した維持保全最適化システムの妥当性を検証する。

4.2 免疫的アルゴリズムによる維持保全計画準最適解導出システム

IAは体の免疫システムの抗体産生機構とその自己調節機構を工学的にモデル化したアルゴリズムである。これらの機構は、解の多様性を維持することを可能とするものであり、解の多様性を維持することは初期収束を起こしにくくし、局部解に陥ることを少なくする働きをする。さらに、IAにより求められた準最適解は逐次記憶細胞に保存されていくため、複数の準最適解を求めることも可能である。

4.2.1 免疫システムの概要

免疫システムとは、生体内に侵入する未知の抗原 (Antigen) に対応するため、抗体 (Antibody) の再構築により抗原に対応する抗体を産生し、抗原を排除する生体監視防衛機構である。この抗原に対する一連の処理は免疫応答と呼ばれ、以下に示すStep1~Step5[59]の高次情報処理機構により実現していると考えられる。

Step1. 抗原の認識機構：生体内に侵入した抗原をリンパ系が認識し、免疫応答を開始する。

Step2. 抗体の再構成機構：抗体産生細胞により、その抗原を排除し得る抗体を構築するため再構築 (選択・交叉・突然変異・増殖) を行い、適切な抗体を産生する。

Step3. 抗体による抗原の排除機構：侵入した抗原を分解・中和することで生体防御を行う。

Step4. 排除に利用された抗体の記憶機構：一度排除した抗原に対しては、記憶細胞 (Memory cell) に記憶された抗体を用いることで素早く抗原排除を行う。

Step5. 抗原の認識機構：抗原排除のために抗体が大量に産生された結果、生体内の抗体集団の多様性が損なわれてしまう。そこで、自己に対しても免疫性を示し、大量に発生した抗体の産生をサプレッサーT細胞 (Suppressor cell) で抑えることで調

節を図る。

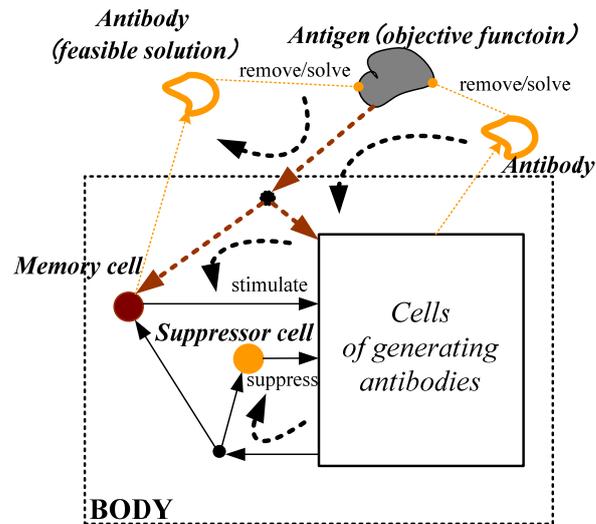


図 42 免疫システム概念

4.2.2 免疫的アルゴリズムの特徴

前項により、免疫システムは複数の情報処理機構から構成されており、抗体の産生を調節する機構に注目すると、次のように3つに大別され、それぞれは探索アプローチとしての工学モデルにおける各概念[59]を図43のように対応つけられる。

一次免疫応答：

未知の抗原に対し行う抗原排除。抗原排除時に使用された抗体などの免疫細胞は、免疫学的記憶として記憶細胞へ分化する。

二次免疫応答：

一度排除した抗原に対し抗原排除。一次免疫応答時に獲得した記憶細胞を活用することにより、より素早い抗原排除を実現する。

抑制機構：

増えすぎた抗体の産生を抑制することで多様性を保持し、未知の膨大な抗原の侵入に備える。

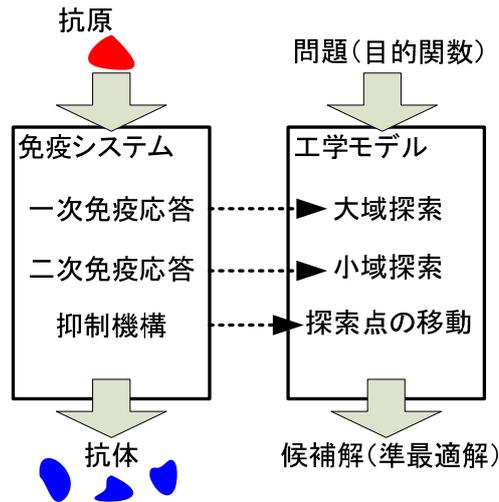


図 43 IA の計算手順

本研究では, 多くの研究[59,60,61]と同じように免疫学的記憶のみを用いた二次免疫応答と抑制機構についてモデル構築・実装を行うこととした。このため, IAの基本構成は, (1) 遺伝的アルゴリズムに基づく解の再構成, (2) 記憶細胞による有効解の記憶, (3) サプレッサーT細胞による記憶解再探索の抑制となっている。この構成により, GAのもつ強力で広域な探索能力に加え, 有効解の再利用および再探索の抑制による探索効率の上昇が期待される。GAの計算手順は文献[62,63]に基づき設定する。

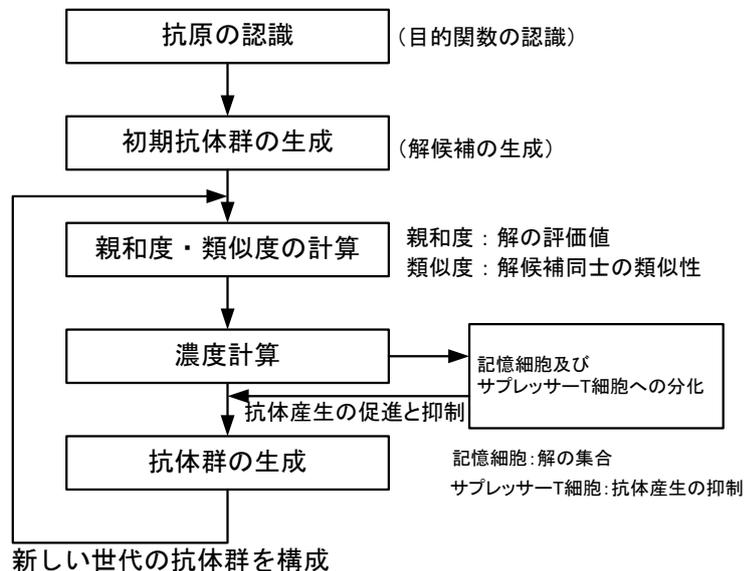


図 44 IA の計算手順

4.2.3 計算の手順 [59,64]

(1) 抗原の認識：

IAにおいては、最適化問題の目的関数を抗原，問題の解候補を抗体，解の集合を記憶細胞と呼び，抗原と抗体の親和度を解の評価値と呼ぶ。計算手順を図44に示す。

(2) 初期抗体群の生成

本研究における遺伝子型（図45）は，1回の維持保全活動を6ビットとし，最大20回まで維持保全活動を行うものとして，計120ビットの遺伝子長とした。1回の維持保全活動の遺伝子型の内訳は，今回採用した6水準（補修なしを含む）の維持保全方法を表す3ビット（ 2^3 種類）の識別子と，直前の維持保全実施時期からの期間を表す3ビット（ 2^3 種類）の識別子からなるものと定義した。

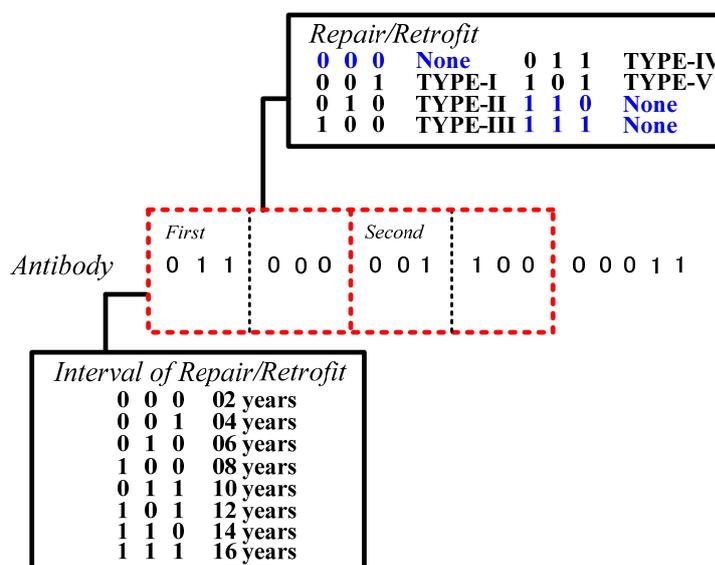


図 45 抗体における遺伝子構成

(3) 親和度・類似度の計算

抗原（LCC, C_T ）と抗体 v （維持保全計画）の親和度 Φ_v （評価値）は，式(102)のように供用期間を通しての総支出（ C_T ）の逆数とし，総支出の減少につれ，評価値が高くなるよう定義した。抗体 v と抗体 w の類似度 Ψ_{vw} （類似性を示す値）は，二つの解に共通する遺伝子の割合を示す。

$$\Phi_v = \frac{1}{C_T} \tag{102}$$

(4) 濃度計算

各抗体 v の濃度 θ_v は式(103)により与える。抗体 v と抗体 w の類似度 Ψ_{vw} が所定の閾値 $T_{\pi l}$ より小さい場合，類似性がないと見なし濃度 θ_v に反映させない。

$$\Theta_v = \frac{1}{N} \sum_{\omega=1}^N \pi_{v\omega} \quad (103)$$

$\Psi_{vw} \geq T_{\pi 1}$ の場合 $\pi_{vw} = 1$ ，他の場合は0となる。 N は各世代の総抗体数である

本研究では，世代の抗体群の濃度が閾値 T_H を超えない場合，GAを用いて次世代を産生するものとした。

(5) 記憶細胞とサプレッサーT細胞への分化

各抗体 v の濃度 Θ_v が閾値 T_H を超えた場合，記憶細胞候補 μ とする。記憶細胞候補 μ は記憶細胞が上限数に達するまでは，記憶細胞 m に分化させ，記憶細胞が上限数に達している場合には，記憶細胞候補 μ の親和度が記憶細胞群の親和度より高い場合に限り記憶細胞候補 μ との類似度が一番高い記憶細胞に入れ替える。また，記憶細胞候補 μ は，濃度の高い順にサプレッサーT細胞 s に分化させる。サプレッサーT細胞 s との類似度 Ψ_{vs} が閾値 T_S 以上になる抗体は消滅させ，類似の解候補の生成を押さえる。

(6) 抗体産生の促進と抑制 [59]

過度の抗体生成を抑制するため，全ての抗体 v について次式により期待値 E_v を計算し，期待値が低い抗体の一部（本研究では個体数の1/2と設定）を自然消滅させ，残った抗体を次世代の抗体の産生に利用する。

$$E_v = \Phi_v \prod_{s=1}^S (1 - \varepsilon_{vs}) \quad (104)$$

$\Psi_{vs} \geq T_{\pi 2}$ の場合 $\varepsilon_{vs} = \Psi_{vs}$ ，他の場合は0となる

(7) 抗体の産生

消滅させた抗体に代わる新しい抗体を，残った抗体の選択，交叉及び突然変異により再構成する。選択方式は期待値 E_v を用いたルーレット戦略とした。交叉操作により新しく抗体を産生させ，次世代の抗体群を準備する。産生した抗体に対しては突然変異操作も導入した。上記に従い，再構成した抗体と上記(6)で残った抗体は次世代の抗体群となる。なお，交叉方法にはルーレット方式による1点交叉とエリート保存を採用する。抗体群の適合度の合計に占める各抗体の適合度を，その抗体が親抗体として選択される確率とする。突然変異は，各抗体に対して，任意の遺伝子座1つに関して，突然変異確率で数字をランダムに変化させる。

4.2.4 解の多様性指標 [59,60,64]

解の多様性は，平均情報エントロピーによる多様度評価の概念を導入した。抗体群は G 個の遺伝子座を持つ N 個の抗体から構成され，抗体の取り得る記号（対象遺伝子）が L 個存在すると仮定する。このとき，抗体の遺伝子座 j の情報エントロピー $H_j(N)$ は式で与えられる。また，抗体（個体）の平均情報エントロピー $H(N)$ は式で定義される。このとき， $H(N)$ が高いほど多様性があると評価される。

$$H_j(N) = - \sum_{i=1}^L p_{ij} \log p_{ij} \quad (105)$$

$$H(N) = \frac{1}{G} \sum_{j=1}^G H_j(N) \quad (106)$$

p_{ij} = 遺伝子座に出現した*i*番目の記号/*N* (*i*番目の記号の出現率)

4.2.5 閾値の決定法及び多様性

閾値と多様性の関係は文献[60]により下のように考える。IAでは、4つの閾値 $T_{\pi 1}$, T_{II} , T_S , $T_{\pi 2}$ を用い、抗体群の多様性を制御する。閾値は濃度に関する $T_{\pi 1}$, T_{II} と抗体産生の促進と抑制に関する T_S , $T_{\pi 2}$ に分けられる。ただし、4つの閾値は独立して多様性を制御するのではなく、それぞれがお互いに影響し合う。

$T_{\pi 1}$ ▶ 濃度に関して許容する抗体間の距離を d とすると $T_{\pi 1}$ は次式で設定する。抗体間の距離 d 以下の抗体は、濃度に直接反映させることになる。

$$T_{\pi 1} = \frac{1}{d+1} \quad (107)$$

T_{II} ▶ 抗体との距離が d 以下の抗体で濃度に関して許容する抗体数を k , 全抗体数を N とすると T_{II} は次式で与える。抗体との距離を d 以下とする抗体数が k を超えた場合のみ、その抗体を記憶細胞候補に分化する。

$$T_{II} = \frac{k}{N} \quad (108)$$

T_S ▶ サプレッサーT細胞と抗体の許容する距離を d_{s1} とすると T_S は次式で与える。以下の抗体は消滅させることになる。

$$T_S = \frac{1}{d_{s1}+1} \quad (109)$$

$T_{\pi 2}$ ▶ サプレッサーT細胞と抗体の許容する距離を d_{s2} とすると $T_{\pi 2}$ は次式で与える。サプレッサーT細胞と抗体の許容する距離が d_{s2} 以下の抗体は期待値が低くなり、次世代に残りにくいと考えられる。

$$T_{\pi 2} = \frac{1}{d_{s2}+1} \quad (110)$$

閾値の決定は、許容する抗体間距離 d , d_{s1} , d_{s2} と許容する個数 k を予め決めることで与えられる。具体的な d , d_{s1} , d_{s2} の値は、取りえる抗体間距離の最大値に対する許容する抗体間の割合を設定することである。また、問題の性質によって閾値を変える必要がある。例えば、評価の高い準最適解を要求する場合、許容する抗体間距離の割合を小さく、個数 k を多く設定すると、解をある程度収束させてから記憶細胞に分化させられる。多様性を重視する場合、許容する抗体間距離の割合を大きくし、個数 k を少なく設定する。制約条件を

満たす解が少ない場合や収束しにくい問題では、個数 k を少なくしなければ記憶細胞に分化しない。

つまり、各閾値は、問題の性質と多様性及び評価値水準の確保に応じて決められる。様々な数値実験の結果[60]によると、 d 、 d_{s1} 、 d_{s2} は許容する抗体間距離の割合を0-25%、 T_H は0-50%の範囲で値を設定すると、比較的容易に多様性のある評価の高い準最適解が得られる。

4.2.6 維持保全計画準最適解導出システムにおける技法

IAに多様性のある解を得ようとする場合、「記憶細胞とサプレッサーT細胞への分化」が重要になる。オリジナルIAでは、記憶細胞がその上限数まで分化していないとき、同じ遺伝子列で構成された記憶細胞候補が存在すると、上限数に達するまで記憶細胞にそのまま分化する。結果的に最終世代まで同じ遺伝子列を持つ記憶細胞が保持される可能性が高い。また、記憶細胞に記憶されている評価の高い準最適解が新しく分化した評価の低い記憶細胞候補と入れ替わり、記憶細胞の評価を下げることもある。本研究では、文献[60]をもとにこれらの部分を次のように変更する。

- ▲記憶細胞が上限数に達するまで、1世代で同じ遺伝子を持つ記憶細胞候補は、1つだけ記憶細胞に分化させる。
- ▲記憶細胞が上限数に達するまで、記憶細胞候補と現在記憶されている記憶細胞中に同一のものがある場合、新たに記憶細胞に分化させない。
- ▲記憶細胞候補との類似度が一番高い記憶細胞において、記憶細胞中で最も評価が高い場合、記憶細胞候補の評価の方がより高いときに限り入れ替える。
- ▲サプレッサーT細胞の総数 S を各世代の記憶細胞候補の数と同じように設定する。
- ▲予定供用期間あるいは維持保全活動上限数以外の遺伝子列は無意味になり、抗体間の類似性を正確的に評価するため、ゼロに設定する。

上述のような操作により、準最適解の集合である最終的な記憶細胞は一つとして同じものではなく、大域的あるいは局部的に評価の高い解が必ず一つは残ると考えられる。

4.3 所有者意思及び劣化状況に基づく最適補修水準

4.3.1 ファジィ推論の紹介[65, 66]

ファジィ関係が2つの事柄の関係についての知識を表現しているものとすれば、一方の事柄の様子として与えられれば、他方のあるべき様子についても何か言及できよう。これは、あいまいな知識と情報に基づく推論を行っているわけである。つまり、「ファジィ関係に基づく推論」はファジィ推論と呼ばれている。

ファジィ推論 (Fuzzy reasoning) を行うためには、推論規則が必要である。ファジィ推論の推論規則は、IF-THEN形式で記述されている。ファジィ推論で使うIF-THEN規則を、特にファジィIF-THEN規則と呼ぶ。ファジィ推論は、直接法と間接法に分類できる。現在、直接法となる Mamdani 推論法 (Mamdani) は、 \min 演算と \max 演算によって構成される推論機構が簡単であるためによく使われている。

Mamdani 推論法として図46のようなIF-THEN規則を用いる (A , B , C はファジィ集合である)。まず、与えられた入力に対する各規則の前件部の適合度を求め、それをもとに各

表 31 所有者意思

所有者意思	補修意識	補修工法	補修水準
恒久	顕在化しているすべての劣化部分を補修するだけでなく、内在している劣化要因をほとんど完全に除去し、恒久的な補修効果を期待する補修意識である	外観補修 腐食部分補修 内存劣化要因除去	TYPE-III TYPE-V
延命	顕在化している劣化部分を補修するとともに、劣化要因を内在していると考えられる部分に対しては、劣化進行を抑制する工法を施し、延命効果を期待する補修意識である	外観補修 腐食部分補修	TYPE-II TYPE-IV
暫定	顕在化している劣化部分のみを補修し、そのほかの部分に対しては劣化が顕在化するたびに処置していく補修意識である	外観補修	TYPE-I

表 32 ファジィ規則

規則1	IF 恒久 + 外観変状有り + 構造安全問題有り ,THEN TYPE-V
規則2	IF 恒久 + 外観変状有り + 構造安全問題ない ,THEN TYPE-III
規則3	IF 延命 + 外観変状有り + 構造安全問題有り ,THEN TYPE-IV
規則4	IF 延命 + 外観変状有り + 構造安全問題ない ,THEN TYPE-II
規則5	IF 暫定 + 外観変状有り ,THEN TYPE-I
規則6	IF 恒久,延命,暫定 + 変状なし ,THEN 補修なし

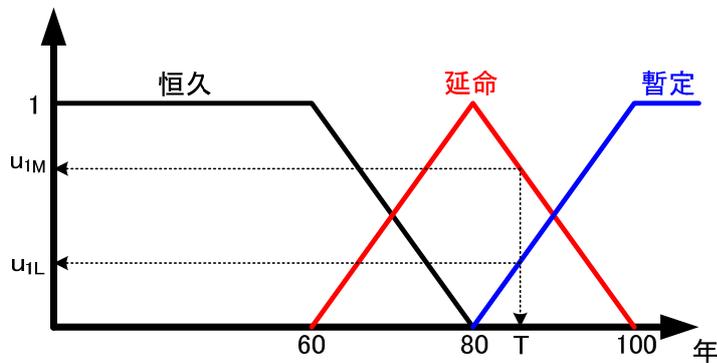


図 47a 所有者意思のメンバーシップ関数 (予定供用期間 100 年)

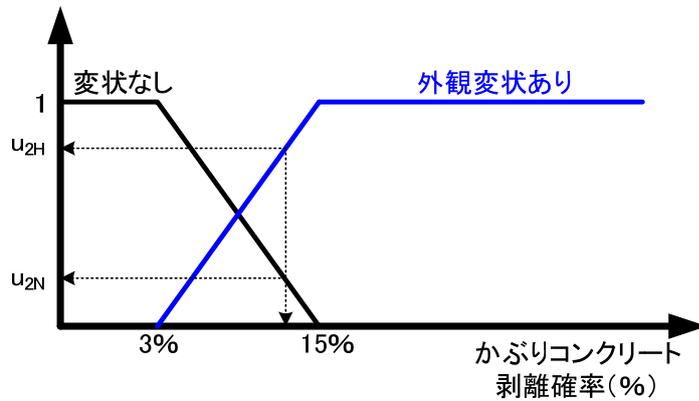


図 47b 変状のメンバーシップ関数

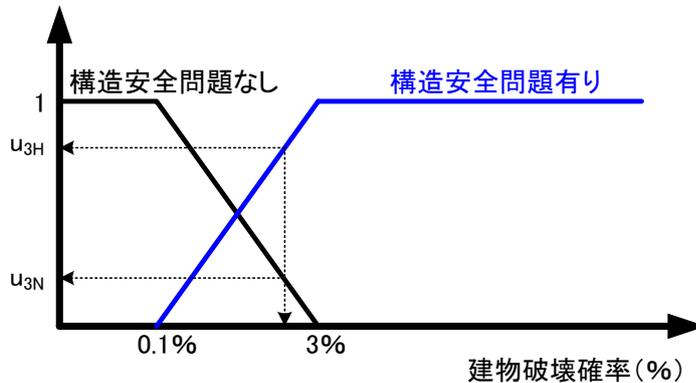


図 47c 構造安全问题のメンバーシップ関数

4.4 維持保全計画最適化システムの構築

本研究で提案したRC造建築物における維持保全計画最適化システムには図48のように二つの部分が含まれている。まず、4.2に示した免疫的アルゴリズムにより、LCC最小化を目的関数と設定し維持保全計画候補となる準最適解の集合を探索し、同時にLCCを最小化する維持保全計画も得られる。次に、6.3に示した簡略化ファジィ理論により、前述の準最適解らに対して所有者意思及び劣化状況に基づき実現性に関する評価値を推定しその評価値の一番高い解を最適の維持保全計画とする。つまり、本研究での最適維持保全計画というのは、LCCを減少することに対して有効だけではなくて、実現性に対して高い評価を持つものである。

以上より、この維持保全計画最適化システムを用い、一回のシミュレーションでLCC最小化とする維持保全計画だけではなく、優れた準最適解の集合及び所有者意思と劣化状況に基づく実現性が高い最適の維持保全計画も得られると考えられる。

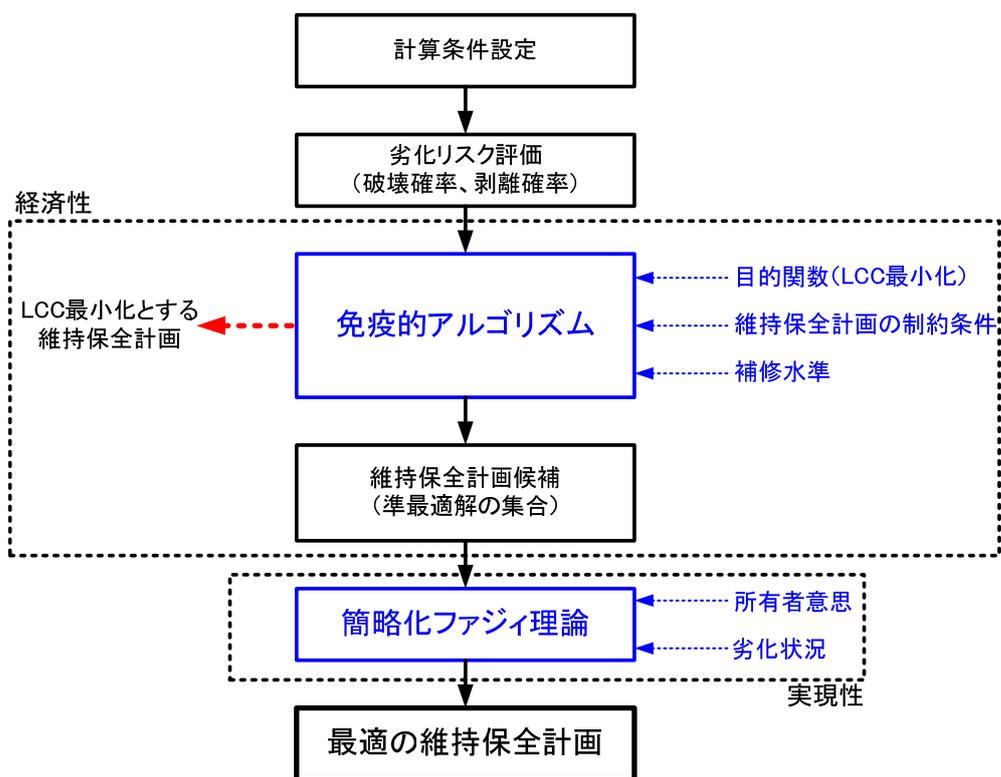


図 48 所有者意思及び劣化状況を考慮した維持保全計画最適化システム

4.5 試算例及びまとめ

計算対象は、第三章と同じような12階建てRC造建築物とした。試算例に対し、本研究に提案した維持保全計画最適化システムにより、LCC最小化とする維持保全計画だけではなく、優れた準最適解の集合及び所有者意思と劣化状況に基づく実現性が高い最適の維持保全計画も探索するうえ、IAによる優れた準最適解集合の多様性を検討するため、GAによる準最適解集合（準最適解の数はIAにおける記憶細胞数と同じ）を求める。なお、IA及びGAのパラメーターは表33と同じようになる。

本章では、塩分侵入、中性化、複合劣化（中性化及び内蔵塩分、凍害及び塩分侵入、凍害及び中性化）を劣化環境（第三章と同じ）と仮想し、第五章における補修水準の効果及び費用モデルを参考にそれぞれの結果を次のように表す。

表 33 GA と IA に必要パラメーター

種類	GA	IA
固体数	400	
世代数	1000	
選択方法	ルーレット戦略+エリート保存	
交叉方法	一点交叉（交叉確率75%）	
突然変異確率	0.5%	

記憶細胞数	-	30
$T_{\pi 1}, T_{\pi 2}, T_S$	-	0.85
T_H	-	0.65

4.5.1 塩分侵入事例

本章では、予定供用期間を100年とする水セメント比55%の建物を対象（N55_CL12F，第三章と同じ）として表面塩化物イオン量を 3.0kg/m^3 ， 6.0kg/m^3 ， 9.0kg/m^3 と仮定する。前述に提案した維持保全計画最適化システムにより，LCCを最小化する維持保全計画を探索し，その計画を実施した後の破壊確率，剥離確率，LCCなどを図49，図50及び51のように表す。

その結果，LCCを最小化する維持保全計画を実施した後，各事例とも平均の鉄筋腐食量を3%以下に，建物の破壊確率を10%以下に抑えることがわかる。特に，表面塩化物イオン量 3.0kg/m^3 には100年の間に建物の破壊確率がほぼゼロになる。

LCCを最小化する維持保全計画実施前後のLCCにおける各費用の構成比を図52aに示す。維持保全を実施しない場合，劣化リスク（かぶりコンクリート剥離による損失と建物の破壊による損失）のLCCに対する比率は表面塩化物イオン量の増加につれて高くなり，特に 9.0kg/m^3 の場合には劣化リスクと初期建築費用の比率はほぼ同じである。維持保全を実施することで，いずれのケースにおいても建物破壊による損失の比率は1.0%以下に抑えられ，維持保全費用の比率も約10%となる。ただし，かぶりコンクリート剥離による損失の比率は 9.0kg/m^3 のケースを除き（11.5%），10%以下となる。水セメント比45%事例のLCCの内訳（表52b）を見ると，水セメント比55%と同じ傾向があるが，維持保全を実施することで，いずれのケースにおいても劣化リスクの比率は5.0%以下に抑えられ，維持保全費用の比率も約10%となる。

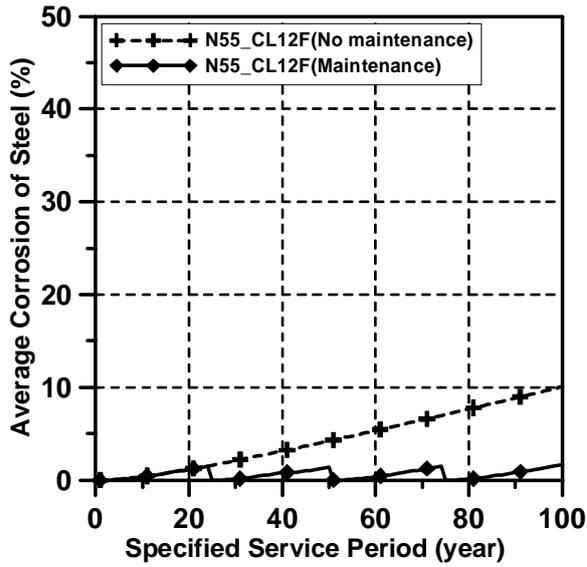
各世代における最良解の親和度は図53のように推移した。GAとIA共にほぼ同じ解に収束したが，IAを用いた場合には類似解に対する抑制機構があるため収束解近傍で解が変動しているものと考えられる。さらに，本システム自体の有効性を検証するために解の多様性に関する検討を行う。各世代の個体（SH）と各世代から得られた準最適解（SAH；GAは上位30個，IAは記憶細胞）の多様性は図54のように示される。個体の多様性については，GAよりIAのほうが多様であり，多様性が高いほど，類似の解への抑制力は高くなり，局部解に陥りにくいものと考えられる。つまり，IAでは独自の調節機構が働き，一つの解に収束することが抑制されている。このように，準最適解の多様性については，GAでは世代数の増加につれて多様性が低くなるが，IAでは逆に高くなるため，解析の最後まで準最適解の多様性が維持できることを示す。つまり，複数の準最適解を一度に探索できるIAの能力が示されたものと考えられる。

各事例における準最適解集合（IAにおける記憶細胞）に対し，LCC最小値（LCCmin）を参考にその10%を上限と設定し，その範囲内の維持保全計画の実現性に関する評価値

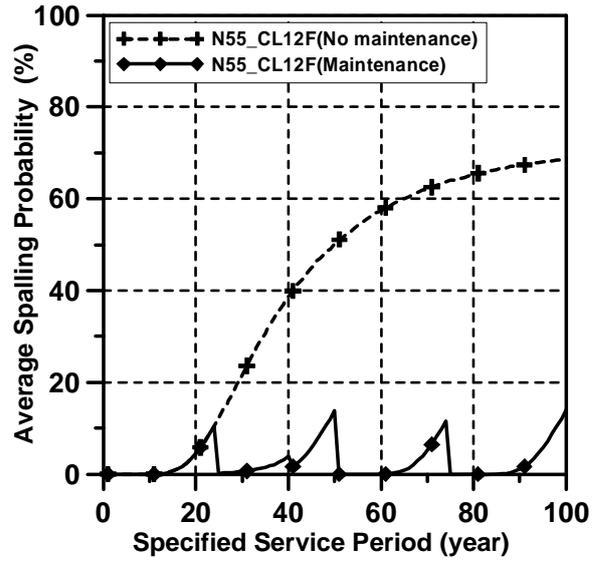
（TVA）を4.3に示した簡略化ファジィ理論により評価することとした。結果はLCC最小値及び実現性に関する評価値の最大値（TVAmx）を用いて修正して図55になる。実現性に対して最も高い評価を持つ維持保全計画はLCCを減少することに対しても有効で，本研究

での最適維持保全計画というものである。なお、GA及びIAによるLCC最小値及び実現性に関する評価値の最大値の維持保全計画は表34になる。

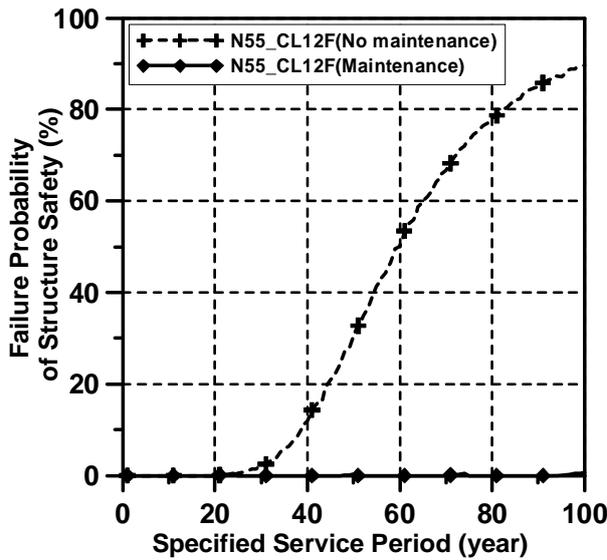
最適維持保全計画の結果を基礎として、水セメント比55%の場合には、鉄筋追加工法及び内蔵劣化要因除去工法を含む補修水準（TYPE-V）を主として、表面塩分イオン量の増加につれて補修回数も多くなることがわかる。その一方、水セメント比45%の場合には、内蔵劣化要因除去工法を含む補修水準（TYPE-Ⅲ及びTYPE-V）を交互に用い維持保全を行う傾向がある。



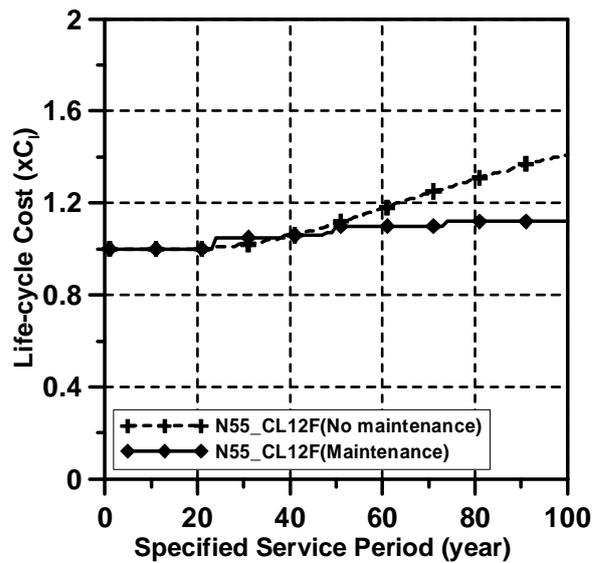
a. 平均鉄筋腐食量



b. 平均剥離確率

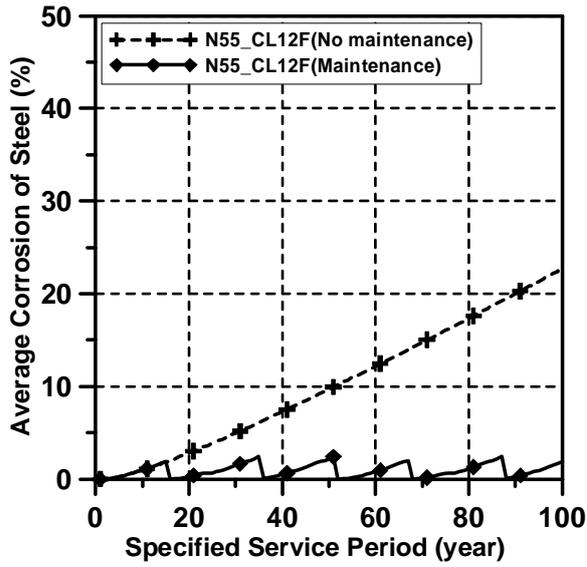


c. 建物破壊確率

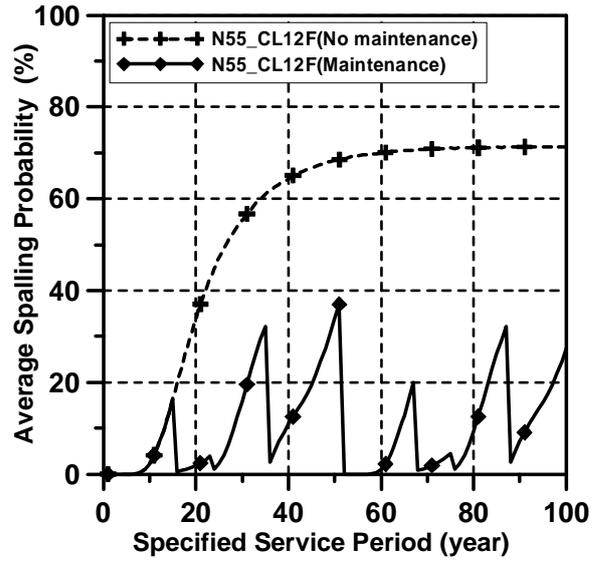


d. ライフサイクルコスト

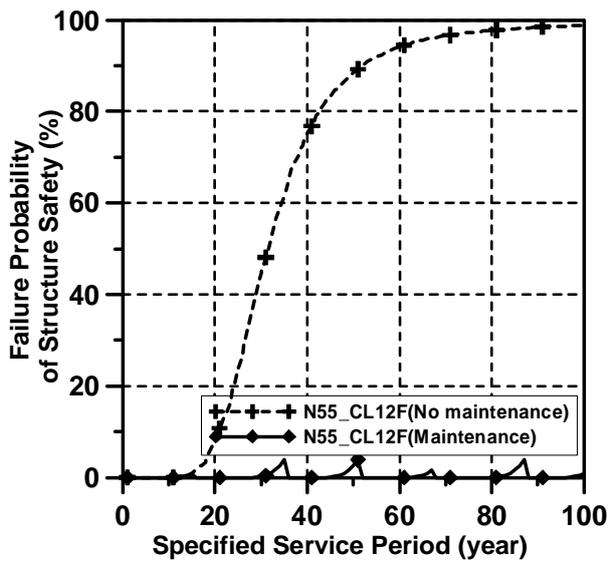
図 49 LCC を最小化する維持保全計画実施後の平均鉄筋腐食量，平均剥離確率，建物破壊確率と LCC(表面塩分イオン量 3.0kg/m³)



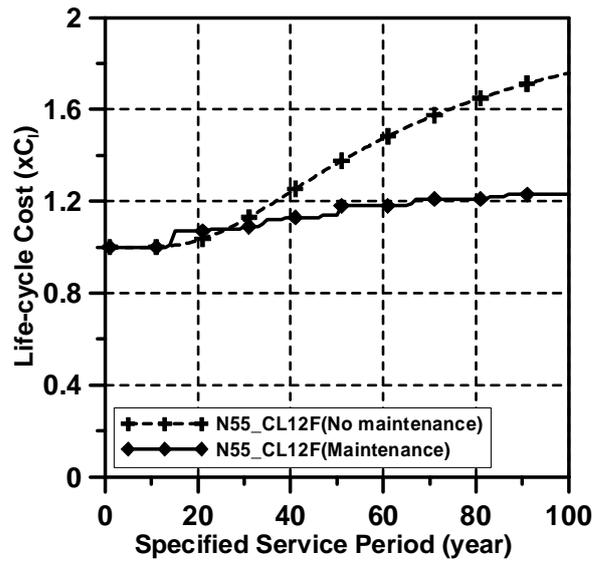
a. 平均鉄筋腐食量



b. 平均剥離確率

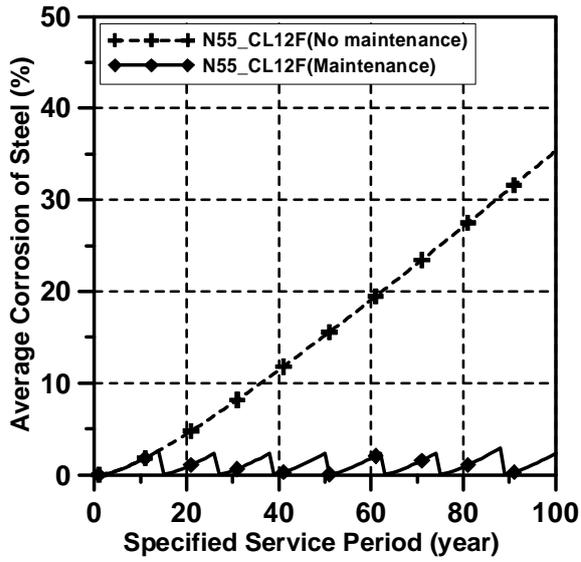


c. 建物破壊確率

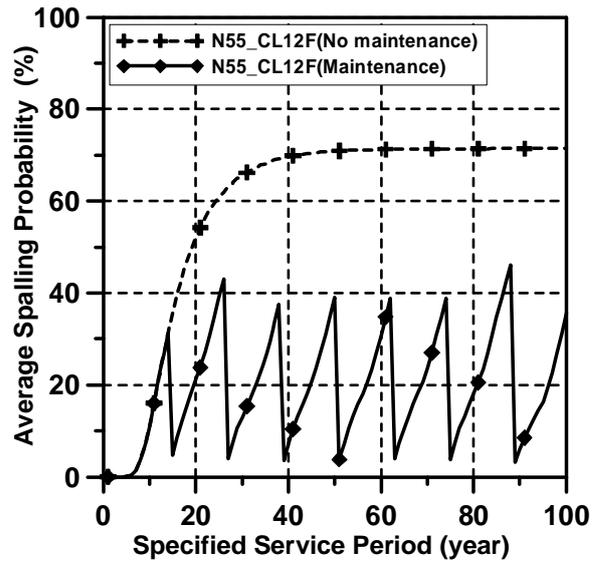


d. ライフサイクルコスト

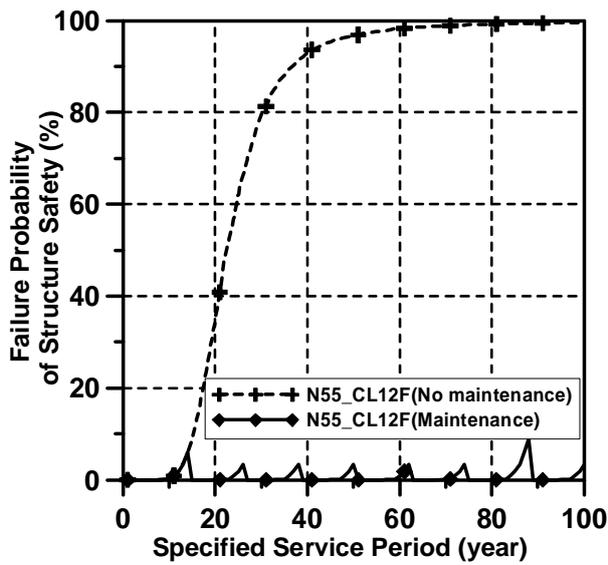
図 50 LCC を最小化する維持保全計画実施後の平均鉄筋腐食量, 平均剥離確率, 建物破壊確率と LCC(表面塩分イオン量 6.0kg/m^3)



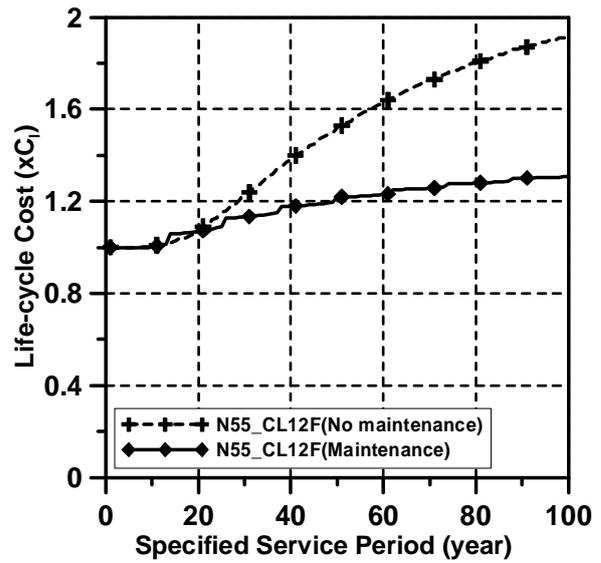
a. 平均鉄筋腐食量



b. 平均剥離確率



c. 建物破壊確率



d. ライフサイクルコスト

図 51 LCC を最小化する維持保全計画実施後の平均鉄筋腐食量, 平均剥離確率, 建物破壊確率と LCC(表面塩分イオン量 $9.0\text{kg}/\text{m}^3$)

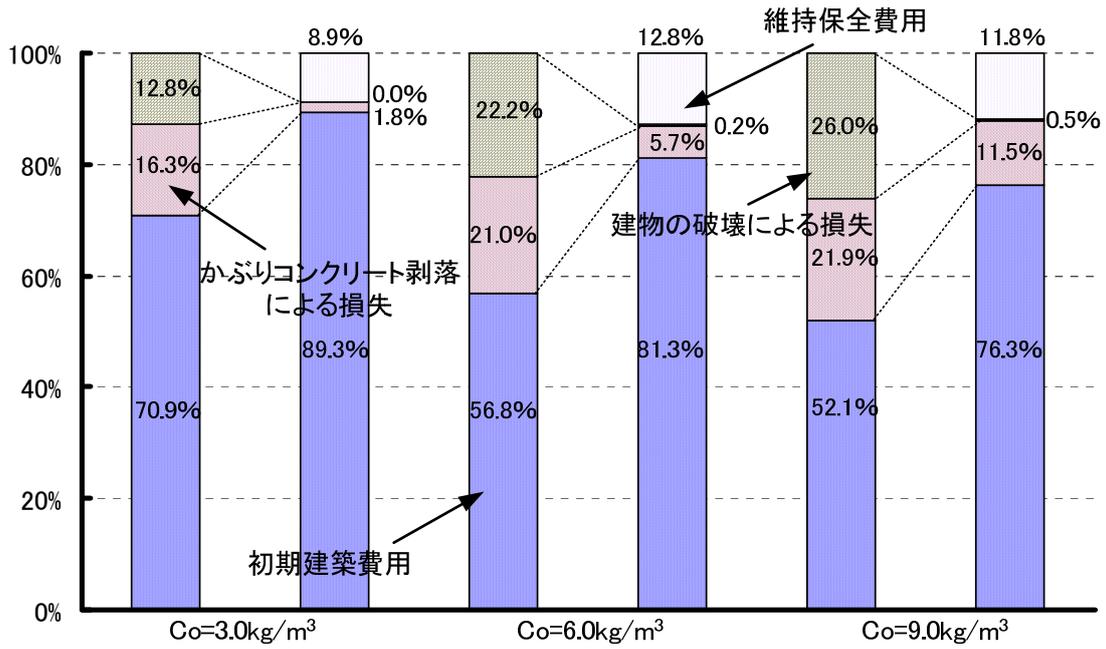


図 52a LCC における内訳 (水セメント比 55%)

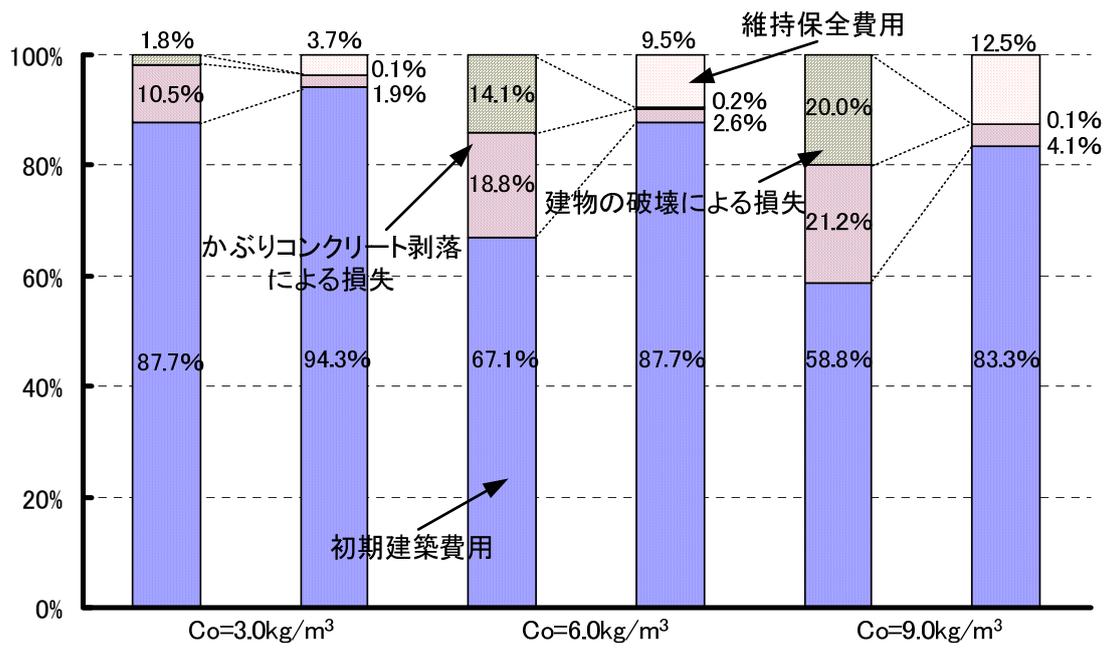
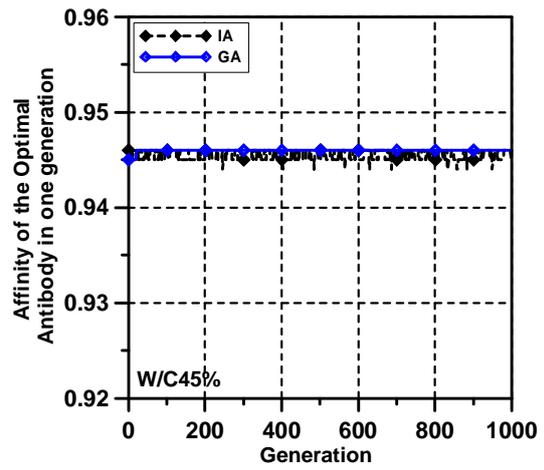
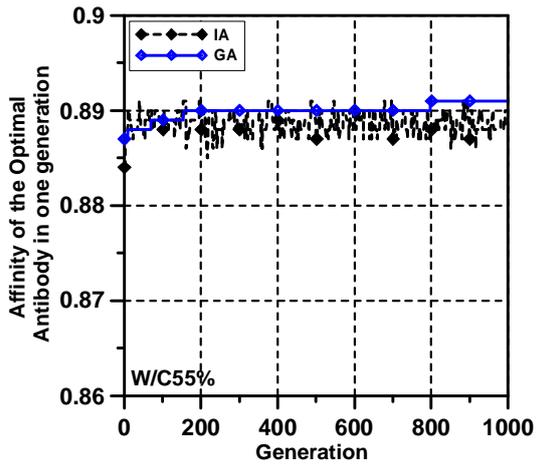
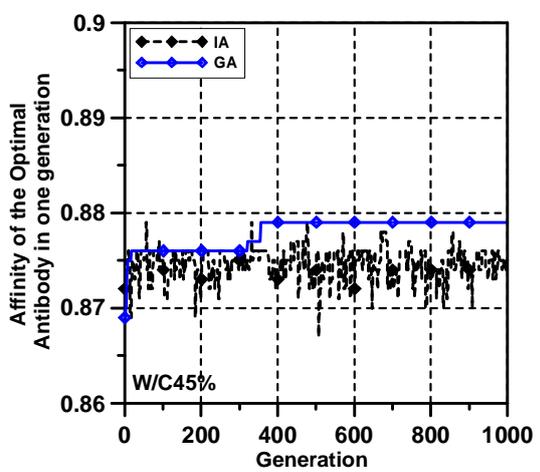
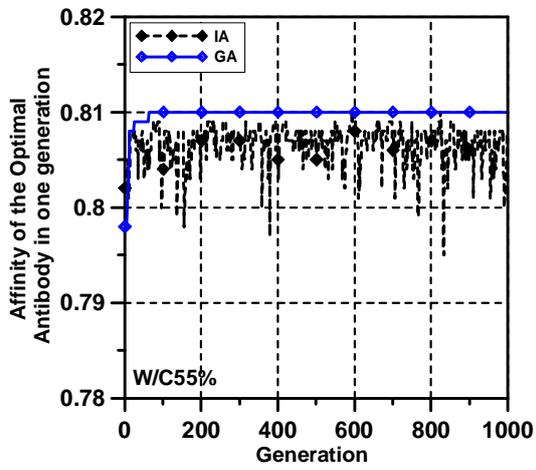


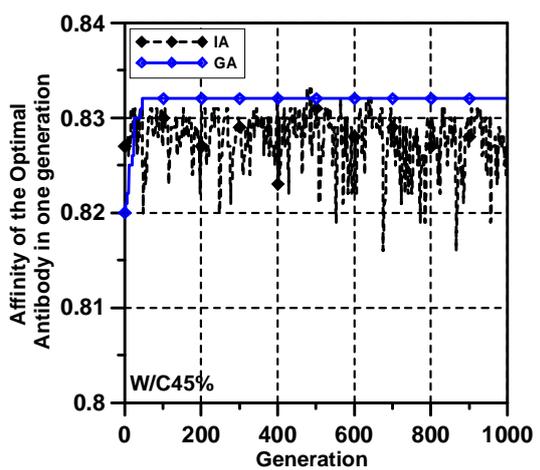
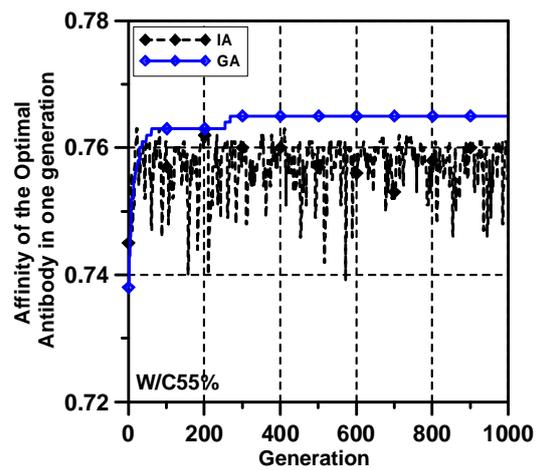
図 52b LCC における内訳 (水セメント比 45%)



a. 表面塩分イオン量 3.0kg/m^3

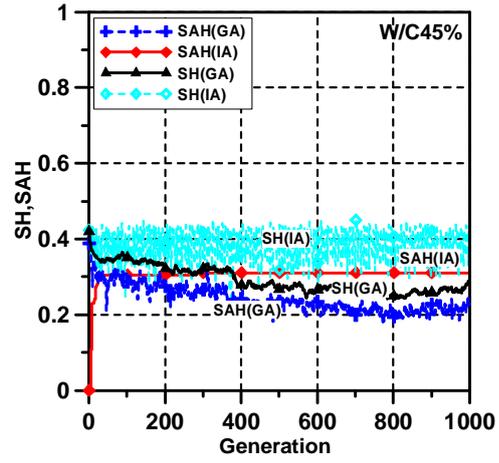
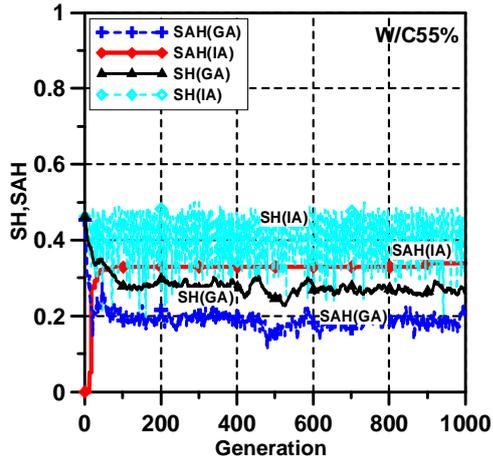


b. 表面塩分イオン量 6.0kg/m^3

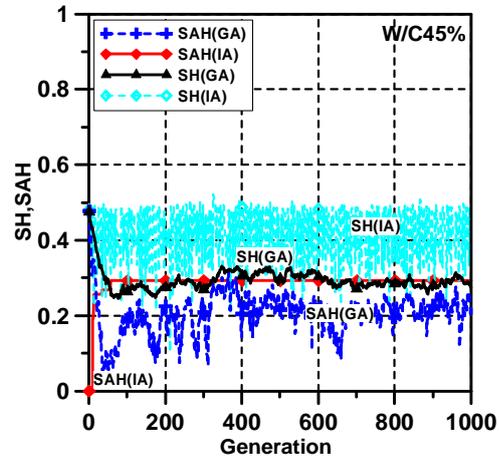
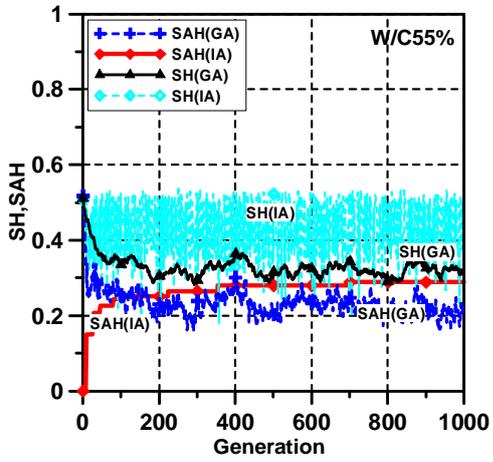


c. 表面塩分イオン量 9.0kg/m^3

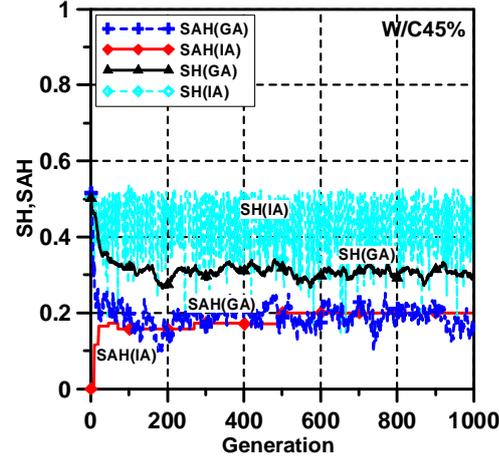
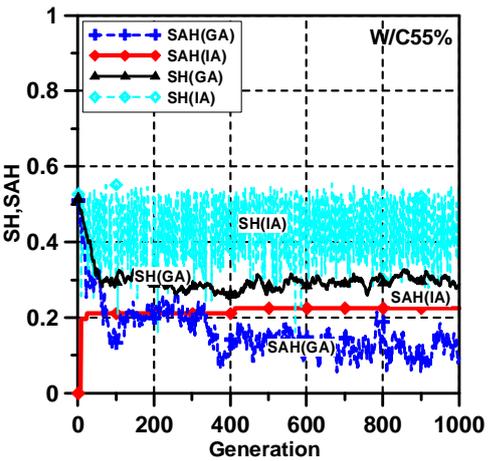
図 53 各世代の最良解の親和度



a. 表面塩分イオン量 3.0kg/m^3

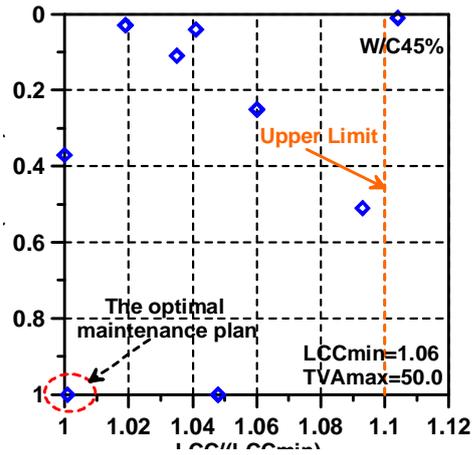
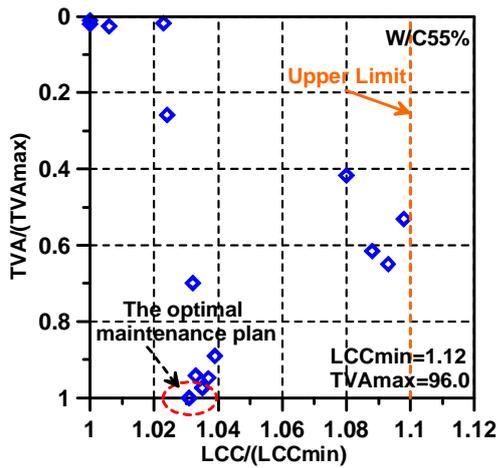


b. 表面塩分イオン量 6.0kg/m^3

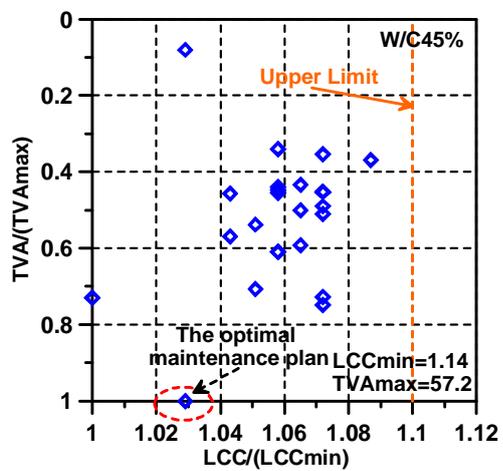
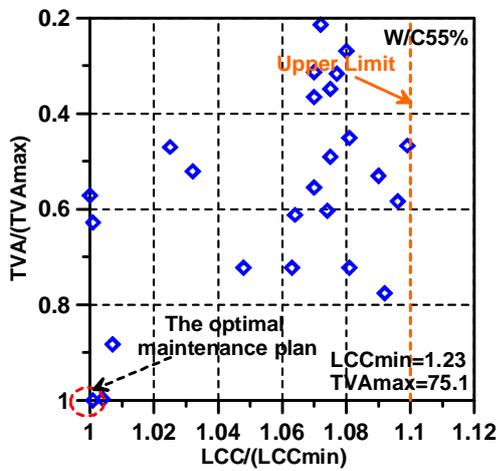


c. 表面塩分イオン量 9.0kg/m^3

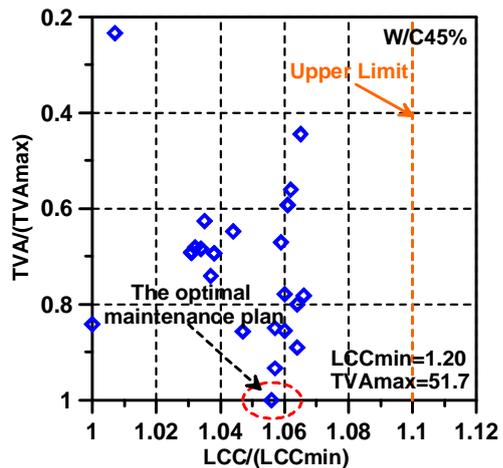
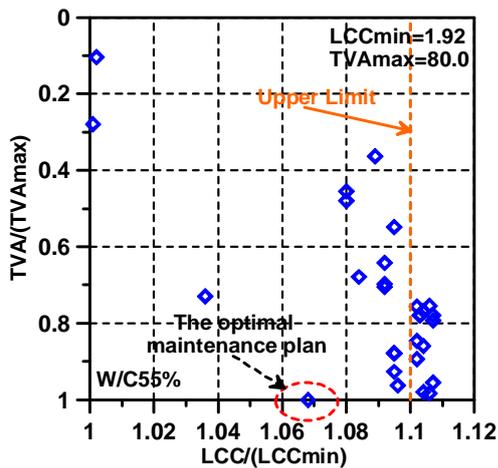
図 54 解集合の多様性



a. 表面塩分イオン量 3.0kg/m³



b. 表面塩分イオン量 6.0kg/m³



c. 表面塩分イオン量 9.0kg/m³

図 55 解集合の多様性及び最適維持保全計画の推定

表 34a IA 及び GA による維持保全計画 (水セメント比 55%)

LCC (維持保全なし)	1.41	維持保全計画 (Co=3.0kg/m ³)	TVA
GA (LCCmin)	1.12	24-V,40-III,50-V,74-V	
IA (LCCmin)	1.12	26-V,40-III,52-V,76-V	1.80
	1.12	26-V,42-III,52-V,76-V	2.51
	1.13	20-III,34-V,48-III,64-V,72-III	24.7
IA (TVAm _{max})	1.13	32-V,64-V	96.0
最適維持保全計画	1.13	32-V,64-V	96.0
LCC (維持保全なし)	1.76	維持保全計画 (Co=6.0kg/m ³)	TVA
GA (LCCmin)	1.23	15-V,23-III,35-IV,51-V,67-V,75-III,87-IV	
IA (LCCmin)	1.24	19-V,35-V,43-III,53-V,69-V,85-V	43.0
	1.24	17-V,35-V,51-V,59-III,69-IV,81-V	47.2
	1.24	19-V,39-V,59-V,81-V	75.0
IA (TVAm _{max})	1.24	19-V,39-V,59-V,79-V	75.1
最適維持保全計画	1.24	19-V,39-V,59-V,79-V	75.1
LCC (維持保全なし)	1.92	維持保全計画 (Co=9.0kg/m ³)	TVA
GA (LCCmin)	1.31	14-IV,26-IV,38-IV,50-IV,62-IV,74-IV,88-IV	
IA (LCCmin)	1.31	16-IV,30-IV,40-IV,50-IV,64-IV,78-IV,90-IV	22.3
	1.31	16-IV,30-IV,44-IV,58-IV,70-V,86-V	8.3
	1.32	14-V,28-V,44-V,58-IV,74-V,92-IV	58.3
IA (TVAm _{max})	1.33	14-V,32-V,46-IV,62-V,80-IV,94-I	80.0
最適維持保全計画	1.33	14-V,32-V,46-IV,62-V,80-IV,94-I	80.0

*TVA: 所有者意思及び劣化状況に基づく実現性に関する評価値

表 34b IA 及び GA による維持保全計画 (水セメント比 45%)

LCC (維持保全なし)	1.14	維持保全計画 (Co=3.0kg/m ³)	TVA
GA (LCCmin)	1.06	41-Ⅲ,67-V,83-I	
IA (LCCmin)	1.06	41-Ⅲ,67-V,83-I	18.4
	1.06	47-Ⅲ,67-V	50.0
	1.06	51-V	1.8
IA (TVAm _{max})	1.06	47-Ⅲ,67-V	50.0
最適維持保全計画	1.06	47-Ⅲ,67-V	50.0
LCC (維持保全なし)	1.50	維持保全計画 (Co=6.0kg/m ³)	TVA
GA (LCCmin)	1.14	24-Ⅲ,34-V,52-Ⅲ,66-V,76-Ⅲ	
IA (LCCmin)	1.14	24-Ⅲ,34-V,52-Ⅲ,66-V,76-Ⅲ	41.7
	1.14	26-V,50-V,60-Ⅲ,74-Ⅲ,90-Ⅳ	4.57
	1.14	22-Ⅲ,36-V,46-Ⅲ,72-V	57.2
IA (TVAm _{max})	1.14	22-Ⅲ,36-V,46-Ⅲ,72-V	57.2
最適維持保全計画	1.14	22-Ⅲ,36-V,46-Ⅲ,72-V	57.2
LCC (維持保全なし)	1.69	維持保全計画 (Co=9.0kg/m ³)	TVA
GA (LCCmin)	1.20	21-V,41-V,61-V,81-V	
IA (LCCmin)	1.20	21-V,39-Ⅲ,45-V,61-Ⅲ,69-V,81-Ⅲ	43.6
	1.20	19-V,39-V,59-V,79-V	12.1
	1.21	17-Ⅲ,25-V,39-Ⅲ,49-V,57-Ⅱ,75-V	35.8
IA (TVAm _{max})	1.21	17-Ⅲ,29-V,43-Ⅲ,53-V,61-Ⅲ,79-V,95-Ⅱ	51.7
最適維持保全計画	1.21	17-Ⅲ,29-V,43-Ⅲ,53-V,61-Ⅲ,79-V,95-Ⅱ	51.7

*TVA：所有者意思及び劣化状況に基づく実現性に関する評価値

4.5.2 中性化及び複合劣化(中性化及び塩分内存)事例

本章では、予定供用期間を100年とする水セメント比60%の建物 (N60_Cb12FとN60_BCC12F, 第三章と同じ) を対象として中性化及び複合劣化 (中性化及び塩分内存) となる劣化環境と設定する。前述に提案した維持保全計画最適化システムにより、LCCを最小化する維持保全計画を探索し、その計画を実施した後の破壊確率、剥離確率、LCCなどを図56及び図57のように表す。

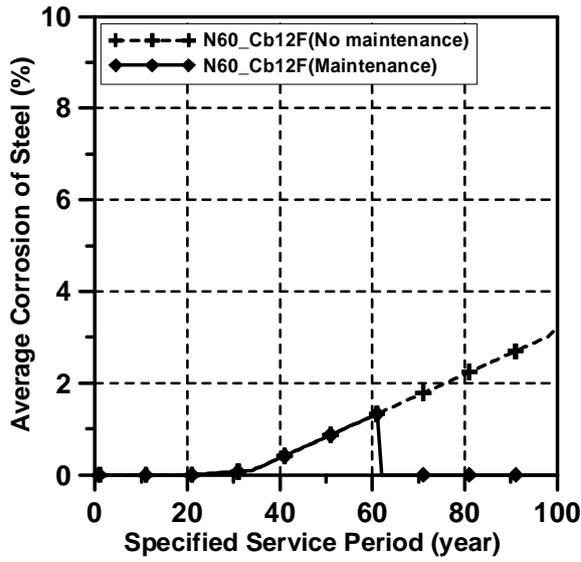
中性化のみの結果により、LCCを最小化する維持保全計画を実施した後、平均の鉄筋腐食量を約1.0%以下に、建物の破壊確率を20%以下に抑えることがわかる。LCCを最小化する維持保全計画実施前後のLCCにおける各費用の構成比を図58aに示す。結果を見ると、維持保全を実施しない場合、劣化リスク (かぶりコンクリート剥離による損失と建物の破壊による損失) のLCCに対する比率は約10%で、維持保全を実施した後約3.0%に抑えられ、維持保全費用の比率は約1.5%である。

複合劣化に伴う劣化リスクは、他の事例と同じようにLCCを最小化する維持保全計画を実施することで有効に低減され、図58bの結果を見ると、維持保全を実施しない場合、劣化リスク (かぶりコンクリート剥離による損失と建物の破壊による損失) のLCCに対する比

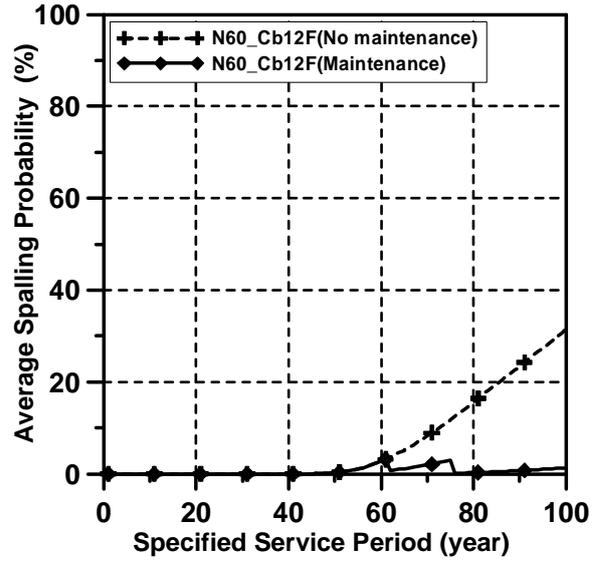
率は約50%で、維持保全を実施した後約5.0%に抑えられ、維持保全費用の比率は約10%である。

各世代における最良解の親和度は図59aのように推移した。GAとIA共にほぼ同じ解に収束したが、IAを用いた場合には類似解に対する抑制機構があるため収束解近傍で解が変動しているものと考えられる。その上で、本システム自体の有効性を検証するために解の多様性に関する検討を行った(図59b)。多様性の結果によると、塩害の事例と同じような傾向が検証され、IAにおける複数の準最適解を一度に探索できる能力も示された。

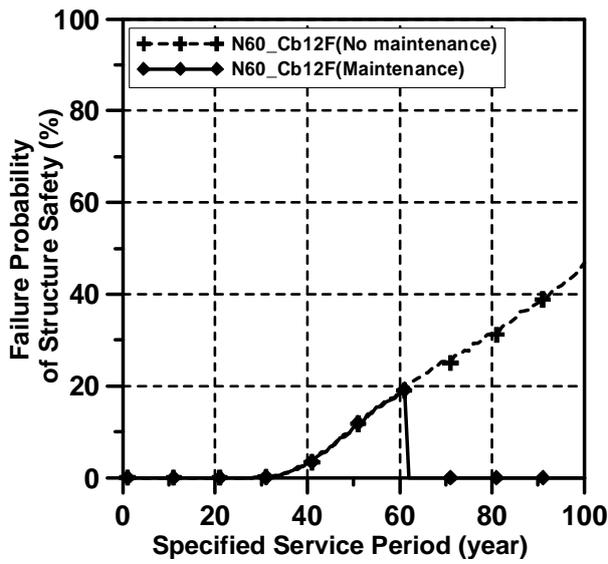
塩分侵入事例と同じように準最適解集合(IAにおける記憶細胞)の結果もLCC最小値(LCCmin)及び実現性に関する評価値の最大値(TVAm_{max})を用いて修正して図59cになる。実現性に対して最も高い評価を持つ維持保全計画はLCCを減少することに対しても有効で、本研究での最適維持保全計画というものである。なお、GA及びIAによるLCC最小値及び実現性に関する評価値の最大値の維持保全計画は表35になる。結果を基礎として、中性化及び複合劣化事例には、鉄筋腐食が室内外とも全面的に生じている原因で建物の破壊確率が剥離確率より進んで行くため、外観変状のメンバーシップ関数に従う帰属度が低く、実現性に関する評価値も低く評価されることがわかる。つまり、このような事例に対して、外観から見ると変状が軽く生じているに関わらず、鉄筋腐食に伴う構造安全性能低下への配慮が必要だと考えられる。



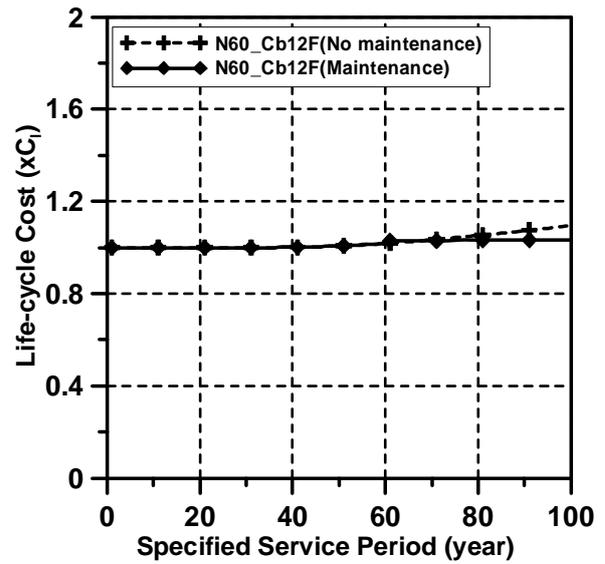
a. 平均鉄筋腐食量



b. 平均剥離確率

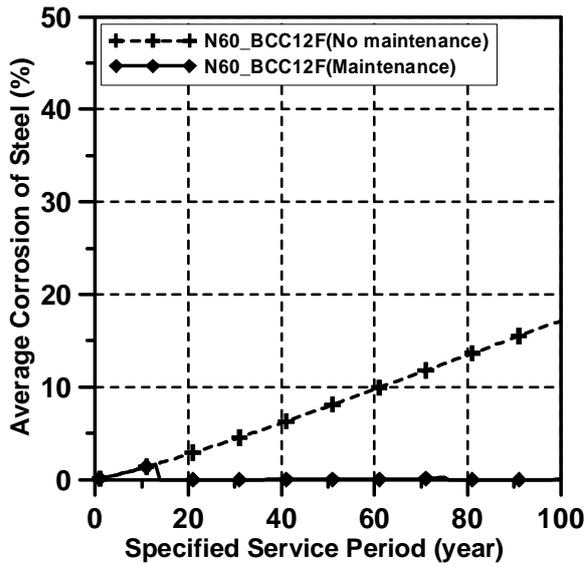


c. 建物破壊確率

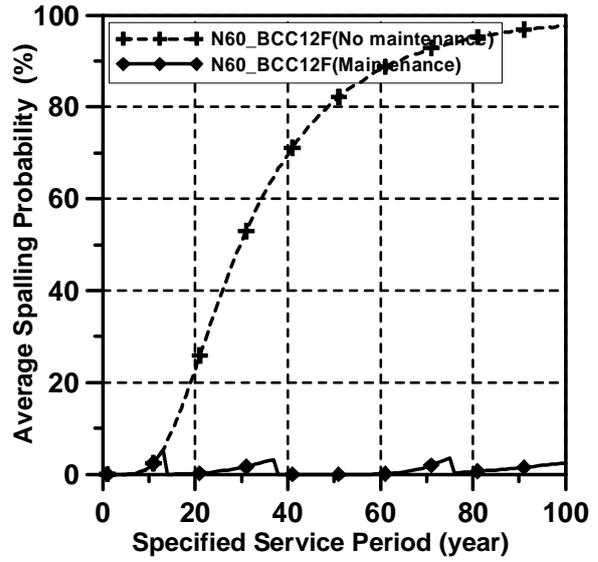


d. ライフサイクルコスト

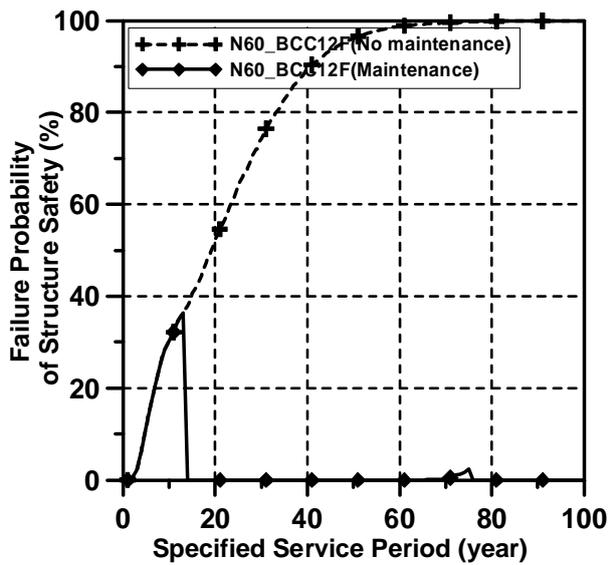
図 56 LCC を最小化する維持保全計画実施後の平均鉄筋腐食量, 平均剥離確率, 建物破壊確率と LCC(中性化)



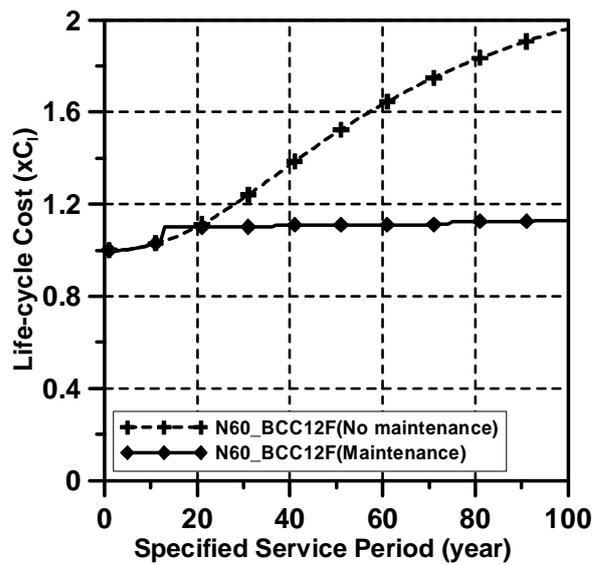
a. 平均鉄筋腐食量



b. 平均剥離確率



c. 建物破壊確率



d. ライフサイクルコスト

図 57 LCC を最小化する維持保全計画実施後の平均鉄筋腐食量, 平均剥離確率, 建物破壊確率と LCC(中性化及び塩分内存)

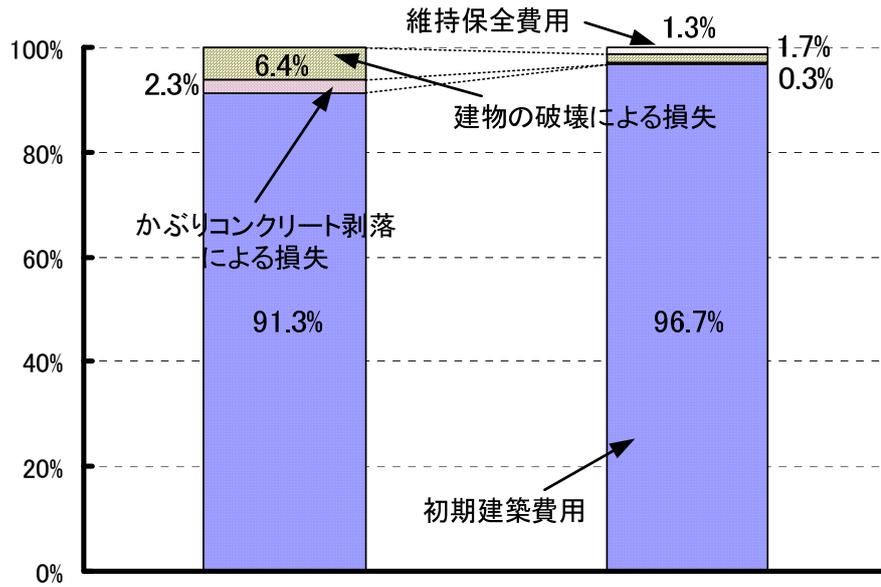


図 58a LCC における内訳(中性化)

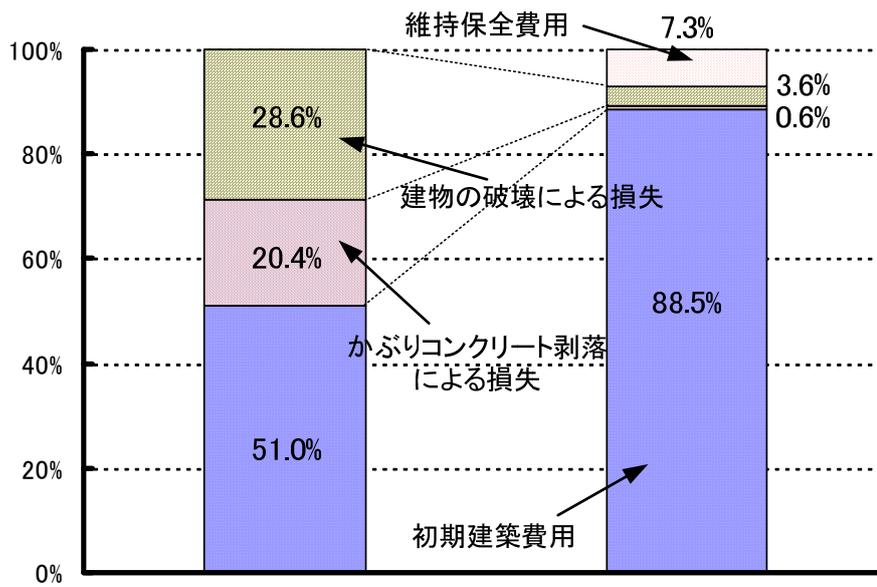
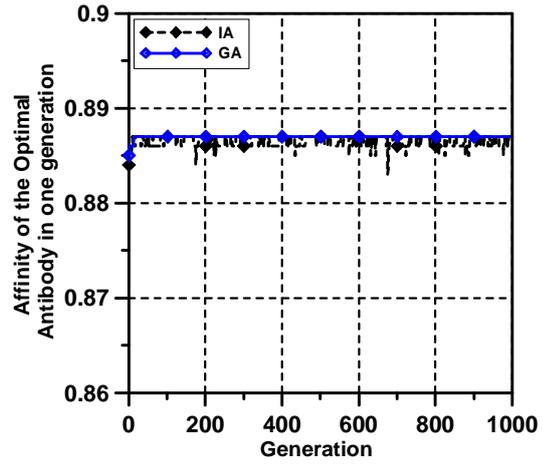
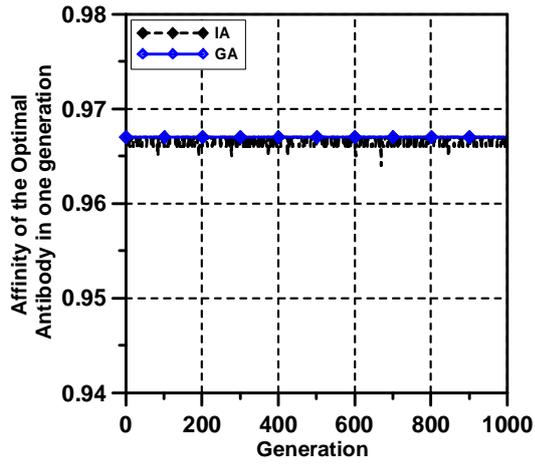
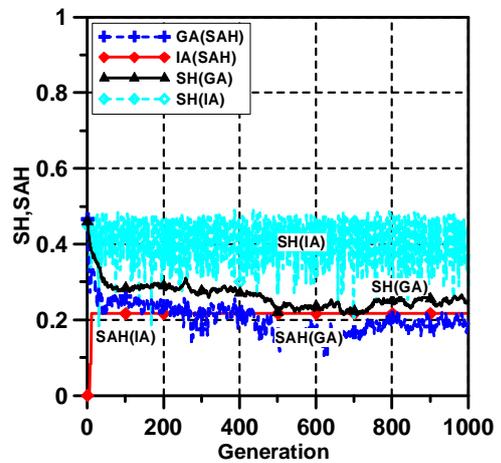
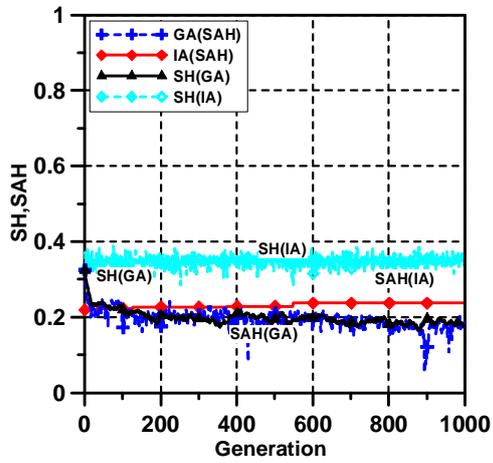


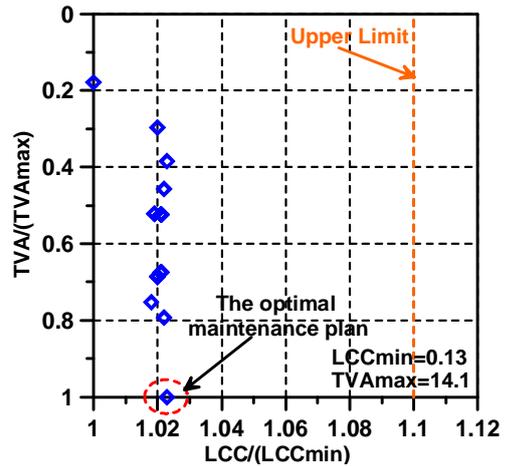
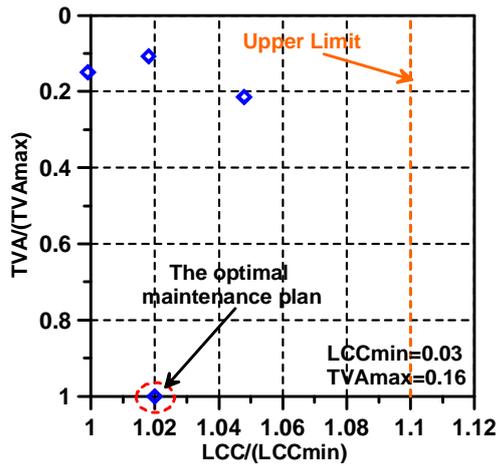
図 58b LCC における内訳(中性化及び塩分内存)



a. 各世代の最良解の親和度



b. 解集合の多様性



c. 解集合の多様性及び最適維持保全計画の推定

図 59 最適化の結果(左:中性化;右:中性化及び塩分内存)

表 35a IA 及び GA による維持保全計画(中性化)

LCC (維持保全なし)	1.09	維持保全計画	TVA
GA (LCCmin)	1.03	61-V,75-III	
IA (LCCmin)	1.03	61-V,77-III	0.02
	1.03	61-V,77-I	0.02
	1.04	61-V	0.03
IA (TVAmx)	1.04	61-V,77-II	0.2
最適維持保全計画	1.04	61-V,77-II	0.2

*TVA:所有者意思及び劣化状況に基づく実現性に関する評価値

表 35b IA 及び GA による維持保全計画(中性化及び塩分内存)

LCC (維持保全なし)	1.96	維持保全計画	TVA
GA (LCCmin)	1.13	13-V,37-III,75-V	
IA (LCCmin)	1.13	13-V,37-III,75-V	2.5
	1.13	13-V,45-III,81-II	10.6
	1.13	13-V,43-III,85-I	7.3
IA (TVAmx)	1.13	13-V,47-III,81-II	14.1
最適維持保全計画	1.13	13-V,47-III,81-II	14.1

*TVA:所有者意思及び劣化状況に基づく実現性に関する評価値

4.5.3 本章のまとめ

本研究ではIAにより塩分侵入や中性化などに伴う劣化リスクを含めたLCCを最小化する維持保全計画構築手法を提案した。さらに、IAからの準最適解集合(LCCは一定の範囲内)に対して、簡略化ファジィ理論により所有者意思及び劣化状況に基づく実現性のもっとも高い維持保全計画、即ち本研究での最適維持保全計画を推論する方法を構築した。

一連の試算例を基礎とし、IA或はGAによるLCCを最小化する維持保全計画により、塩分侵入、中性化及び複合劣化に伴う建物の破壊確率、剥離確率、鉄筋腐食量及びLCCが減少され、劣化リスクのLCCに対する比率(水セメント比55%、表面塩分イオン量9.0kg/m³の事例を除く)も10%以下に抑えられる。つまり、本研究に提案した維持保全計画最適化システムによりLCCを減少することに対する有効な補修計画を探索することができると考えられる。なお、IA及びGAによる解多様性の結果を見ると、本システムの出力解から多様性の高い複数の維持保全計画が得られたことを示し、所有者意思及び劣化状況を考慮し実現可能な優位解の探索に対しても有効なシステムであることが明らかとなった。

将来には、予定供用期間の残存だけではなく、補修・補強に伴う営業損失や建物の残存価値や維持保全における費用の調達など所有者意思と関連がある要素を配慮してファジィ

推論を建て、より実現性をもつ維持保全計画の探索できるシステムを構築することに進むことが必要だと思う。

参考文献

- [1] 加藤佳孝ら：補修リスクを用いた検査実施の優先順位決定方法の提案，コンクリート工学論文集，Vol.16，No.2，pp.101-107，2005.5
- [2] 高橋稔明・酒井通孝・関博・松島学：塩害環境におけるRC構造物のLCC算定と補修工法選定システムの開発，コンクリート工学論文集，第16巻，第3号，pp.21-29，2005.9
- [3] 日本コンクリート工学協会：コンクリート構造物の長期性能照査支援モデルに関するシンポジウム（委員会報告書），2004.10
- [4] 竹田宣典：表面保護工を適用したコンクリート構造物の劣化予測とLCC評価の試算例，コンクリート工学，Vol.41，No.9，pp.80-85，2003.9
- [5] 川西泰一郎ら：実建物調査に基づくコンクリートの中性化進行に関する分析，日本建築学会構造論文集，第608号，pp.9-14，2006.10
- [6] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の耐久設計施工指針（案）・同解説，2004.3
- [7] Dimitri V. Val・Mark G. Stewart：Life-Cycle cost analysis of reinforced concrete structures in marine environments，Structure Safety，Vol.25，pp.343-362，2003
- [8] 鳥取誠一ら：中性化の影響を受ける場合の鉄筋腐食に関する劣化予測，土木学会論文集，No.767，V-64，pp.35-46，2004.8
- [9] 河野政則ら：仕上塗材の経年劣化を考慮した中性化抑制効果に関する研究，日本建築学会構造論文集，第584号，pp.15-21，2004.10
- [10] 河野政則ら：仕上塗材の経年劣化を考慮した中性化抑制効果評価手法の暴露データによる検証，日本建築学会構造論文集，第609号，pp.9-14，2006.11
- [11] 日本コンクリート工学協会：複合劣化コンクリート構造物の評価と維持管理計画研究委員会報告書，2001.5
- [12] 丸屋剛ら：コンクリート表層部における塩化物イオンの移動に関するモデル化，土木学会論文集，No.585，V-38，pp.79-95，1998.2
- [13] 栗本雅裕ら：塩害と中性化の複合劣化及び硫酸腐食によるコンクリートの劣化予測モデル，コンクリート工学，Vol.44，No.2，pp.23-30，2006.2
- [14] 武田均・小山哲・丸屋剛：複合劣化を受けるRC構造物のライフサイクルの評価，大成建設技術センター報，No.38，pp.28-1~28-13，2005
- [15] 廖年析：亜硝酸塩系防錆剤による塩化物含有コンクリート中の鉄筋防食手法に関する研究，学位論文，2000.3
- [16] 松村宇ら：凍害を受けたコンクリートの性状と劣化度評価法に関する研究，日本建築学会構造系論文集，No.563，pp.9-13，2003.1
- [17] 北方建築総合研究所：建築材料の凍害劣化度評価法に関する研究
- [18] 竹田宣典ら：凍害と塩害の複合劣化作用がコンクリートの耐久性に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.23，No.2，pp.427-432，2001
- [19] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999.8
- [20] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の終局強度型耐震設計指針・同解説，1990.11

- [21] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（許容応力度設計法），1999
- [22] 福島正人ら：鉄筋コンクリート構造（第6版），pp.123-125，森北出版株式会社，2004
- [23] 柴田明德：確率的手法による構造安全性の解析，pp.172-175，森北出版株式会社，2005
- [24] 星谷勝・中村孝明：構造物の地震リスクマネジメント，山海堂，2002.4
- [25] 日本規格協会：JIS Q 2001:2001リスクマネジメントシステム構築のための指針，2007.6
- [26] 日本コンクリート工学協会：コンクリート構造物のリハビリテーション研究委員会報告書，1998.10
- [27] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の耐久性調査・診断および補修指針（案）・同解説，1997.1
- [28] Mark G. Stewart, M.ASCE・Dimitri V. Val: Multiple Limit States and Expected Failure Costs for Deteriorating Reinforced Concrete Bridges, Journal of Bridge Engineering (ASCE), Vol.8, No.6, pp.405-415, 2003.11
- [29] 日本建築学会：事例に学ぶ建築リスク入門，技報堂，2007.8
- [30] 橋博三ら：コンクリートの凍害劣化確率モデルに関する研究，日本建築学会構造系論文報告集，No.450, pp.1-6, 1993.8
- [31] 田健ら：凍害劣化確率モデルの構成要素に及ぼす影響要因の考察，日本建築学会構造系論文集，No.455, pp.1-6, 1994.1
- [32] 友貴史ら：確率密度関数を用いたコンクリート構造部材の複合劣化予測手法の検討，土木学会北海道支部，No.60, pp.262-265, 2003
- [33] 日本コンクリート工学協会：複合劣化コンクリート構造物の評価と維持管理計画に関するシンポジウム論文集，2001.5
- [34] Mark G. Stewart, M.ASCE・Dimitri V. Val: Multiple Limit States and Expected Failure Costs for Deteriorating Reinforced Concrete Bridges, Journal of Bridge Engineering (ASCE), Vol.8, No.6, pp.405-415, 2003.11
- [35] 貝戸清之ら：事前の主観的情報が劣化予測のベース更新に及ぼす影響，構造工学論文集（土木学会），Vol.53A, pp.774-783, 2007.3
- [36] 上東泰ら：コンクリートの鋼材腐食と外観変状の予測及び外観変状による予測の修正，土木学会論文集，Vol.68, No.795, pp.23-37, 2005.8
- [37] 親本俊憲ら：コンクリート構造物に対する経済的補修工法選択のための基礎的考察—ベイズの定理を用いた劣化進行予測精度の向上—，日本建築学会大会学術講演梗概集（中国），pp.669-670, 1999.9
- [38] 森川英典ら：不確定性を考慮した塩害劣化RC橋における劣化および安全性の評価，土木学会論文集，Vol.70, No.809, pp.117-130, 2006.2
- [39] 森川英典ら：統計解析に基づく既存コンクリート橋の安全性及び寿命評価，土木学会論文集，Vol.25, No.502, pp.53-62, 1994.11
- [40] 柴田徳明：確率的手法による構造安全性の解析，森北出版社，2005.8
- [41] 日本建築学会ら：建築物・部材・材料の耐用年数予測手法に関するシンポジウム，2007
- [42] C.Q. Li: Life-cycle Modeling of Corrosion-Affected Concrete Structures: Propagation, Journal of Structural Engineering (ASCE), Vol.129, No.6, pp.753-761, 2003.6
- [43] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の耐久性調査・診断および補修指針（案）・

同解説, 1997.1

- [44] 産業調査会：コンクリート建物改修事典, 2005.11
- [45] 建築資料研究社：積算ポケット手帳（建築材料・施工全般）, 2007前期編
- [46] 財団法人経済調査会：マンションRe（積算資料ポケット版）, 2007前期編
- [47] 財団法人経済調査会：マンション修繕編（積算資料ポケット版）, 2006後期
- [48] 高橋典之：鉄筋コンクリート建物の長期的耐震修復性能に関する研究, 学位論文, 2005.3
- [49] 金宇慶・衣笠秀行 古賀一八：RC構造物の耐久性低下に対する経済的観点からの補修計画, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.1, pp.843-848, 2007
- [50] 巽和夫ら：進化する建築保全-LCCからFMまで-, 学芸出版社, 2002.5
- [51] Jun Kanda・Haresh Shah：Engineering role in failure cost evaluation for buildings, Structure Safety, Vol.19, No.1, pp.79-90, 1997
- [52] 神田順：損失費用モデルを用いた最適信頼性に基づく設計用地震荷重, 日本建築センター助成研究, No.9313, 1998.6
- [53] Dimitri V. Val・Mark G. Stewart：Life-Cycle cost analysis of reinforced concrete structures in marine environments, Structure Safety, Vol.25, pp.343-362, 2003
- [54] Mark G. Stewart, M.ASCE・Dimitri V. Val: Multiple Limit States and Expected Failure Costs for Deteriorating Reinforced Concrete Bridges, Journal of Bridge Engineering (ASCE), Vol.8, No.6, pp.405-415, 2003.11
- [55] Dimitri V. Val：Effect of Different Limit States on Life-Cycle Cost of RC Structures in Corrosive Environment, Journal of Infrastructure Engineering (ASCE), Vol.11, No.4, pp.231-240, 2005.12
- [56] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の耐久設計施工指針（案）・同解説, 2004
- [57] Jung S. Kong, M.ASCE・Dan M. Frangopol, F.ASCE：Probabilistic Optimization of Aging Structures Considering Maintenance and Failure Costs, Journal of Structural Engineering (ASCE), Vol.131, No.4, pp.600-616, 2005.4
- [58] Dan M. Frangopol, Eugen Brühwiler, Michael H. Faber, Bryan Adey: Life-Cycle Performance of Deterioration Structures (Assessment, Design and Management), ASCE, 2003.8
- [59] 大内東ら：生命複雑系からの計算パラダイム, 森北出版, 2003
- [60] 本間俊雄・加治広之・登坂宣好：免疫アルゴリズムによる構造システムの最適化と解の多様性, 日本建築学会構造系論文集, No.588, pp.103-110, 2005.2
- [61] 中村秀明ら：遺伝的アルゴリズムおよび免疫アルゴリズムによる橋梁維持管理計画最適化の検証, 構造工学論文集, Vol.47A, pp.201-210, 2001.3
- [62] 兼松学・野口貴文：遺伝的アルゴリズムによるRC 構造物の補修・改修最適化問題に関する研究, 複合劣化コンクリート構造物の評価と維持管理計画に関するシンポジウム論文集, pp.51-54, 2001
- [63] 兼松学：建築材料分野における性能指向型設計支援多基準最適化システムの構築, 学位論文, 2005.3
- [64] 石田好輝：免疫型システムとその応用（免疫系に学んだ知能システム）, コロナ社, 1998.7

- [65] 塚本弥八郎：ファジィ情報論，大学教育出版
- [66] 西村昭ら：構造物の健全度診断へのファジー集合論の適用に関する基礎的研究，土木学会論文集，Vol.7，No.380，pp.365-374，1987.4
- [67] 長谷川禎彦・伊庭斉志：免疫系を用いた遺伝的プログラミングによる多峰性探索，人工知能学会論文誌，Vol.21，No.2E，pp.176-183，2006
- [68] 高橋敏樹ら：鉄筋コンクリート構造物のライフサイクルコスト評価システムの開発，大林組技術研究所報，No.65，pp.47-52，2002
- [69] 高橋敏樹ら：遺伝的アルゴリズムを用いたコンクリート構造物のライフサイクルコスト最小化に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.23，No.1，pp.1207-1212，2001
- [70] 邱建國ら：塩害に伴う劣化リスクを包含したLCCを最小化する維持保全計画最適化に関する研究，日本建築学会構造論文集，第616号，pp.41-48，2007.6
- [71] 邱建國ら：免疫的アルゴリズムによるRC建築物の中性化に対する維持保全計画最適化に関する研究，日本建築学会構造論文集，第624号，pp.173-180，2008.2

8. 研究成果の刊行に関する一覧表

刊行書籍又は雑誌名（雑誌のときは雑誌名，巻号数，論文名）	刊行年月日	刊行書店名	執筆者氏名
日本建築学会学術講演梗概集（A-1分冊） ・ポリマーセメントモルタルの発熱性に関する研究 - その1 ポリマー量および調合条件の影響 ・ポリマーセメントモルタルの発熱性に関する研究 - その2 試験体の厚さの影響	2009年9月	日本建築学会	濱崎仁，野口貴文，金亨俊，王徳東，吉田正志 金亨俊，濱崎仁，野口貴文，王徳東，吉田正志，長井宏憲
コンクリート工学年次論文集（Vol.31） ・高温を受けたポリマーセメントモルタルの力学性状	2009年7月	日本コンクリート工学協会	濱崎仁，野口貴文，王徳東，金亨俊
日本火災学会研究発表会概要集 ・ポリマーセメントモルタルの燃焼特性の評価 ・高温を受けたポリマーセメントモルタルとコンクリートの付着特性	2009年5月	日本火災学会	金亨俊，濱崎仁，野口貴文，王徳東，吉田正志 濱崎仁，金亨俊，野口貴文，王徳東，長井宏憲
Journal of Advanced Concrete Technology “Optimal Maintenance Plan for RC Members by Minimizing Life-Cycle Cost Including Deterioration Risk Due to Carbonation”	2008年10月	日本コンクリート工学協会	Chien Kuo Chiu, Takafumi Noguchi and Manabu Kanematsu
日本建築学会学術講演梗概集（A-1分冊） ・ポリマーセメントモルタルの燃焼特性および熱伝導率に関する研究 その1 発熱性試験の結果 ・ポリマーセメントモルタルの燃焼特性および熱伝導率に関する研究 その2 不燃性試験の結果 ・ポリマーセメントモルタルの燃焼特性および熱伝導率に関する研究 その3 熱伝導率の温度依存性 ・補修モルタルと躯体コンクリート間の付着特性に関する研究	2008年9月	日本建築学会	濱崎仁，野口貴文，王徳東，金亨俊，吉田正志，成瀬友宏 金亨俊，野口貴文，濱崎仁，王徳東，吉田正志，成瀬友宏 王徳東，野口貴文，濱崎仁，成瀬友宏，長井宏憲，金亨俊 米田信年，野口貴文，朴同天，濱崎仁
コンクリート工学年次論文集（Vol.30）	2008年7月	日本コンクリート工学協会	

<ul style="list-style-type: none"> ・高温を受けた補修材料の残存強度 ・有限要素逆解析による補修モルタルと躯体コンクリートの付着構成則構築 			<p>王徳東，野口貴文，濱崎仁，朴 同天</p> <p>金亨俊，野口貴文，米田信年，濱崎仁</p>
<p>日本建築学会構造系論文集 (NO.624)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・腐食形態を考慮した腐食鉄筋の力学的性能の評価に関する研究 ・免疫的アルゴリズムによるRC建築物の中性化に対する維持保全計画最適化に関する研究 	2008年2月	日本建築学会	<p>金螢来，野口貴文，長井宏憲</p> <p>邱建國，兼松学，野口貴文，長井宏憲</p>
<p>日本建築学会学術講演梗概集 (A-1分冊)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・腐食鉄筋の腐食形状の定量化及び力学的性能の評価 ・免疫的アルゴリズムによるRC建築物の維持保全最適化に関する研究 ・補修モルタルと鉄筋の付着特性に関する研究 ・VVA粉末樹脂混入ポリマーセメントモルタルの高温加熱後の力学的性質に関する実験的研究 	2007年9月	日本建築学会	<p>金螢来，野口貴文，長井宏憲</p> <p>邱建國，野口貴文，兼松学，長井宏憲</p> <p>米田信年，野口貴文，朴同天，濱崎仁</p> <p>王徳東，野口貴文，濱崎仁，朴同天，熊英，崔国臣</p>

9. 研究成果による知的財産権の出願・取得状況

知的財産権の内容	知的財産権の種類，番号	出願年月日	取得年月日	権利者名

10. 成果の実用化の見通し

該当なし

11. その他

なし