

空港コンクリート舗装の ハイブリッド劣化モデルに関する研究

2008年8月

下村 泰造

目次

1 序論	1
1.1 はじめに	1
1.2 本研究の基本的立場	3
1.3 ハイブリッド予測モデル	6
1.4 ベイズ更新モデルの役割	8
1.5 ハイブリッド予測モデルを用いた最適補修戦略	9
1.6 本論文の構成	9
2 力学的劣化モデル（1次モデル）	14
2.1 はじめに	14
2.2 本章の基本的な考え方	15
2.2.1 従来の研究概要	15
2.2.2 力学的劣化モデルの構成	18
2.3 力学的劣化モデル（1次モデル）	19
2.3.1 1次モデルの概要	19
2.3.2 地盤物性のばらつきを考慮した不同沈下シミュレーション	20
2.3.3 コンクリート版内応力の算定	25
2.3.4 信頼度の設定と累積疲労度の算定	29
2.3.5 ひびわれ度解析	33
2.4 適用事例	34
2.4.1 適用事例の概要	34
2.4.2 検討結果	34
2.4.3 ひび割れ発生予測と設計パフォーマンスカーブ	39
2.5 おわりに	43

3	ハイブリッド型地盤沈下モデル	48
3.1	はじめに	48
3.2	本研究の基本的立場	49
3.2.1	従来の研究概要	49
3.2.2	ハイブリッド型地盤沈下モデル	50
3.2.3	ベイズ更新スキーム	52
3.2.4	混合地盤沈下モデルの推計精度	53
3.3	地盤沈下モデル（1次モデル）	54
3.3.1	モデル化の前提条件	54
3.3.2	地盤モデルの構成	54
3.3.3	地盤沈下サンプルパスの発生	56
3.4	混合地盤沈下モデル（2次モデル）	58
3.4.1	2次モデルの目的	58
3.4.2	混合地盤沈下モデルの定式化	58
3.4.3	地盤沈下量の確率的予測	59
3.5	ベイズ更新モデル（3次モデル）	60
3.5.1	混合地盤沈下モデルのベイズ更新	60
3.5.2	尤度関数の定式化	61
3.5.3	MHアルゴリズム	61
3.5.4	事後分布に関する統計量	65
3.5.5	ベイズ更新スキーム	66
3.5.6	ベイズ予測モデル	67
3.6	適用事例	69
3.6.1	適用事例の概要	69
3.6.2	推計結果	70
3.6.3	2次モデルの作成	71
3.6.4	3次モデルの作成	74
3.6.5	モデルの適用範囲の検証	78
3.7	おわりに	81
4	ハイブリッド型コンクリート舗装劣化モデル	84
4.1	はじめに	84

4.2	本研究の基本的立場	85
4.2.1	従来の研究概要	85
4.2.2	空港舗装のリスクマネジメント	86
4.2.3	ハイブリッド劣化モデル	88
4.2.4	ハイブリッド劣化モデルの特徴	89
4.3	ハイブリッド劣化モデル	90
4.3.1	モデル化の前提条件	90
4.3.2	1次モデル（設計段階）	91
4.3.3	2次モデル（設計段階）	92
4.3.4	3次モデル（運用段階）	93
4.4	力学的劣化モデル（1次モデル）	93
4.4.1	1次モデルの概要	93
4.4.2	不同沈下シミュレーション	94
4.4.3	コンクリート舗装版内応力の算定	94
4.4.4	累積疲労度の算定	95
4.4.5	ひび割れ発生予測	97
4.5	統計的劣化モデル（2次モデル）	98
4.5.1	2次モデルの概要	98
4.5.2	マルコフ劣化ハザードモデル	99
4.5.3	マルコフ劣化モデルのベイズ推計	100
4.5.4	ベイズ統計量	103
4.6	ベイズ更新モデル（3次モデル）	104
4.6.1	3次モデルの役割	104
4.6.2	3次モデルの作成	105
4.6.3	舗装劣化に関するベイズ予測	106
4.6.4	a) 地盤沈下量の予測	107
4.6.5	b) 舗装劣化確率の推計	108
4.6.6	c) 舗装劣化リスクの予測	108
4.7	適用事例	109
4.7.1	適用事例の概要	109
4.7.2	1次モデルによるサンプルパスの作成	110
4.7.3	2次モデルの作成	112

4.7.4	ハイブリッド劣化予測のベイズ更新（3次モデル）	114
4.8	おわりに	117
5	空港舗装の維持管理モデル	122
5.1	はじめに	122
5.2	本研究の基本的立場	123
5.2.1	従来の研究概要	123
5.2.2	維持管理契約の特性	123
5.2.3	モデルの構造	124
5.3	基本モデルの定式化	125
5.3.1	前提条件	125
5.3.2	地盤の沈下過程	126
5.3.3	舗装の劣化過程	126
5.3.4	劣化・補修過程	127
5.3.5	維持管理契約モデル	128
5.4	モデルの解法	130
5.4.1	最適値関数の導出	130
5.4.2	最適値関数に関する期待値操作	130
5.4.3	解法	131
5.5	適用事例	132
5.5.1	適用事例の概要	132
5.5.2	計算結果	132
5.5.3	初期時点の最適解	134
5.6	おわりに	135
6	結論	138

第1章

序論

1.1 はじめに

21世紀を迎え、世界が数秒間でつながる情報化社会となり、わが国にも情報が溢れかえっている。こうした情報化社会における基盤を支え、経済の土台となるインフラ施設については、既に膨大なストックを抱え、今後、如何に効率的に次世代へ引き継いでいくかが重要な論点となっている。さらに、わが国においては、少子高齢化・予算の制約という問題が目前に立ちはだかり、前述のストックに対して、量のみならず質に関するマネジメントを行っていく必要に迫られている。言うまでもなく、経済活動の土台となる社会資本であるインフラストラクチャーは、国民の資産（アセット）であり、このアセットに対して、効率的な運用・管理を行うために、金融資産において発展してきた「アセットマネジメント」を取り入れようとする動きが活発である。社会資本のアセットマネジメントについて考えてみると、顧客である国民から預かった税金・料金などを投資し、その運用・管理を通して公共サービスを生み出し、国民に還元することと理解される。従って、我々は社会資本のアセットマネジメントにおいて、その運用・管理を効率的に行い、質の高いサービスを提供するプロセスを構築することが重要である。

ここで、わが国の空港施策を念頭に空港におけるアセットマネジメントについて考えてみる。わが国における3大空港事業については、東京国際空港の沖合展開事業、新東京国際空港の第二滑走路事業、関西国際空港事業が該当するが、こうした事業が完成したとしても基礎需要に対応できない航空輸送の状況は、先進国の空港施策としては失格とも言われている。そこで国内、国際線とも喫急の課題として容量拡張の必要性が叫ばれている。アセットマネジメントの観点からすれば、このような容量拡張の必要性が空港維持費の増大を引き起こすことは言うまでもない。特に空港の使用性と密接な関係にある空港舗装のアセットマネジメントが重要な課題となっている。

空港舗装のアセットマネジメントにおいては、ライフサイクル費用の低減化が図れるような最適補修戦略を策定することが重要である [1]・[2]。特に、空港の使用性の観点から、施設を長時間にわたり閉鎖して大規模補修を実施することは、多大な経済損失を招くため、空港コンクリート舗装の設計にあたっては、長期間にわたって十分な耐久性を有するような舗装構造を確保しつつ、一方では、適切な維持管理を行い、設

計供用期間中の耐久性を確保することが求められる。その際、コンクリート舗装のアセットマネジメントを実施する上で、コンクリート舗装の劣化モデルを作成し、ライフサイクル費用や補修需要を推計することが求められている [3]。また近年、サービス購入型のPFI(Private Finance Initiative)事業として空港エプロン地区の計画・施工・維持管理までを実施する事業等も開始され、PFI事業者が施設の計画・設計・施工のみならず、維持管理までを実施するスキームが構築されている。こうしたPFI事業においては、事業開始段階において事業契約期間にわたるリスクの把握と適切な維持管理計画が求められており、PFI事業者はライフサイクルコストを踏まえた事業評価が求められる。エプロン地区における空港舗装の維持補修手法としては、PRI (Pavement Rehabilitation Index)を管理指標として、熟練した点検者による目視点検により劣化状況を確認後、状況に合わせた補修対策を実施しているのが現状である。この指標は、補修の要否を判断する目安として使用されているが、これまでは事後保全的な補修工事のために使用されている。しかしながら近年、LCCの観点から予防保全による維持管理手法が望まれており、空港舗装の劣化・損傷状態を適切に評価する手法の開発が望まれている。

一方、空港コンクリート舗装の設計に関しては、空港の使用性・安全性・施工の確実性に加え、上記の維持補修に関する補修の容易性を考慮して、舗装種別を選定する。空港コンクリート舗装の設計基準として一般に準拠されている「空港舗装構造設計要領」[4]によれば、設計年数10年を想定し、設計年数内は航空機需要大きな変動はないとして空港コンクリート舗装を設計してきたが、近年の目まぐるしい航空需要の増加により、信頼性設計を取り入れた疲労度設計手法により、10年以上の設計年数を想定して設計する事例が始まっている。また、我が国の狭隘な立地条件から、海上もしくは臨海地区に空港が建設されることも少なくない。このような空港においては、基礎地盤が軟弱であることが多く、圧密沈下による地盤沈下、とりわけ不同沈下が空港コンクリート舗装の構造設計に大きな影響を及ぼしている。不同沈下と急増する航空機需要により、空港コンクリート舗装に求められる要求水準は設計のみならず維持管理期間にわたる適切な維持・補修手法にまで広がり、前述した予防保全的な維持管理手法とリンクした設計手法の開発が必要である。通常、アセットマネジメントの実現のためには、分析に必要な基礎的データとそれらに関連する情報の蓄積が不可欠であり、対象施設の諸元、過去の補修履歴、施設の健全度に関する点検結果が経時的、体系的にデータベースとして整理されている必要がある。しかしながら、空港舗装のアセットマネジメントについては、まさに発展途上にあり、現時点で体系的に整理されたデータベースを利用することが極めて難しい。この事実と相反する課題として、最適補修戦略を策定する手法が火急に望まれている現状がある。

本研究では、空港コンクリート舗装の劣化データが存在しない状況の下で、まず、力学的劣化モデル（以下、1次モデルと呼ぶ）を用いてコンクリート舗装の劣化予測を試みる。1次モデルを用いた劣化予測には、地盤沈下過程や疲労破壊メカニズム等に不確実性が介在し、確定的な劣化予測を行うことが困難である。そこで、土質条件を表すパラメータをランダムに変化させ、複数の地盤沈下シナリオを作成する。ま

た、航空機走行経路の確率分布を考慮し、コンクリート舗装の疲労破壊過程に関するサンプルパスを発生させる。この疲労破壊過程に関するサンプルパスを用いて、コンクリート舗装に発生する主たる損傷状態の一つであるひび割れ現象に着目し、経年的なひび割れ発生ポテンシャルを予測することが可能である。次に、コンクリート舗装の耐久性に大きな影響を及ぼす地盤沈下過程について、1次モデルの沈下サンプルパスの荷重和で表現した混合地盤沈下モデルを作成する。空港供用開始後は、継続的なモニタリングを行いながら、推計精度の向上を図れるようなベイズ更新モデルを作成する。

空港コンクリート舗装のアセットマネジメントを行うためには、この混合地盤沈下モデルを内包したコンクリート舗装劣化モデルを作成する必要がある。しかしながら、地盤沈下過程は空港建設後の経過時間に依存するため、コンクリート舗装劣化モデルを定常的な斉次マルコフモデルで表現することは不可能である。つまり、空港コンクリート舗装のアセットマネジメントを評価する場合、上記の地盤沈下過程が不確実であり、不同沈下過程により舗装劣化過程を表すマルコフ推移確率が変化する。そこで、地盤沈下リスク、コンクリート舗装の疲労破壊リスクという複数のリスクを同時に考慮したような非斉次マルコフ決定モデルを提案する（以下、2次モデルと呼ぶ）。さらには空港供用開始後の地盤沈下量やコンクリート舗装の損傷に関する継続的なモニタリング情報に基づいて、2次モデルを逐次ベイズ更新するというハイブリッド型コンクリート舗装劣化モデルを提案する。本研究ではさらに、PFI事業による空港施設のアセットマネジメントを想定して、上記複数リスクを考慮した非斉次マルコフ連鎖モデルを用いて空港舗装のアセットマネジメントにおけるライフサイクル費用の低減化を図った最適補修戦略を決定する方法論を提案する。

1.2 本研究の基本的立場

(1) 従来の研究概要

空港コンクリート舗装のマネジメントに関しては、米国において実績があり、オクラホマ空港における空港舗装を対象とした舗装マネジメントシステム [5] や FAA (Federal Aviation Administration) が提案している舗装マネジメントシステム [6] 等の事例が存在する。両事例とも、経年的に蓄積された十分な空港舗装の劣化データを用いて、最小2乗法を用いてコンクリート舗装の供用性曲線を推計している。しかし、劣化過程に多大な不確実性が介在し、劣化曲線の推計精度は必ずしも良好ではない。劣化過程の不確実性を考慮した統計的劣化モデルとして、マルコフ連鎖モデルが提案されている [7] - [13]。マルコフ連鎖モデルでは、対象とする施設の健全度を、複数の離散的なレーティング指標で表現し、健全度間の遷移状態をマルコフ推移確率で表現する。これらの統計的劣化モデルは、現実生じた劣化現象に基づいてモデル化するため、劣化現象に関わる情報が蓄積されれば、平均的な劣化過程に関して信頼性の高い予測が可能となる。しかし、統計的劣化モデルは、モデルを推計するために対象とする施設の劣化過程に関するデータの蓄積

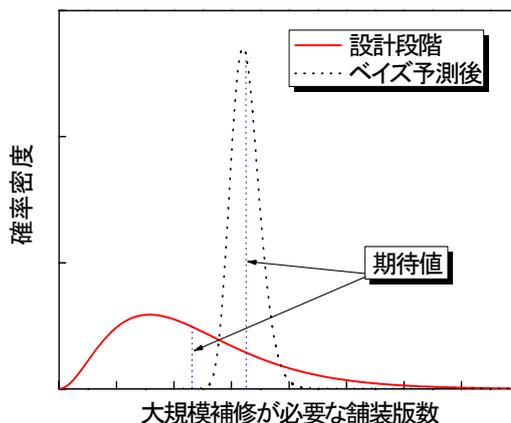
が必要となる。

一方、力学的劣化モデルは、劣化過程を物理・化学モデルにより記述する方法である[14]~[19]。空港コンクリート舗装に関しては、疲労度設計法を用いた信頼性設計法により、コンクリート版の疲労破壊のメカニズムを分析し、コンクリート版の寿命を想定する方法が提案されている[20]~[23]。近年、建設が増加している臨海部空港においては、地盤の不同沈下がコンクリート舗装の劣化に多大な影響を及ぼすことが知られている。このため、本研究では空港地盤の沈下過程を1次元圧密モデルで表現するとともに、疲労度設計法を用いた信頼性設計法により、空港舗装の劣化過程を予測する方法を採用する[24]・[25]。しかし、土質条件の不確実性が介在するため、地盤沈下過程を確定的に予測することは極めて困難である。コンクリート舗装の疲労破壊過程にも不確実性が介在する。さらに、現場における初期施工状態のちらばりや材料物性値の持つばらつき等、力学的劣化モデルで記述できない要因や、モデルの信頼性等による不確実性も介在する可能性も無視できない。

力学的劣化モデルは、理論的仮説や実験結果等に基づいて、劣化現象を記述するため、劣化に関するデータが現実存在しなくても劣化過程を予測することが可能である。さらに、モデルの理論的前提が成立する範囲の中では、信頼性の高い劣化予測結果が得られる。しかし、現実には力学的劣化モデルには、上述したように多くの不確実性が介在するため、現実には生じた劣化状態が、力学的劣化モデルにより推定された設計値と一致する保証はない。本研究では、力学的劣化モデルに介在する不確実性に対処するために、以下のような方法論を採用する。まず、土質パラメータをランダムに与えることにより、空港地盤の沈下過程に関するサンプルパスを発生させる。その上で、疲労度解析により、各サンプルパスに対して空港舗装の劣化過程を予測する。以上の方法で、コンクリート舗装の劣化過程に関する数多くのサンプルパスを獲得できる。その上で、サンプルパスの背後にある統計的な規則性を、統計的劣化モデルを用いて表現する。つぎに、空港供用後の期間に着目するとともに、空港コンクリート舗装の維持・管理過程で得られた点検情報に基づいて、統計的劣化モデルをベイズ学習させるという方法論を提案する。このように、本研究で提案する劣化モデルは、力学的劣化モデルと統計的劣化モデルを合成したハイブリッド型モデルである。本研究では、空港地盤の沈下予測モデルを部分モデルとして内包したような空港コンクリート舗装のハイブリッド型劣化予測モデルを提案するところに本研究の特色がある。

(2) 空港舗装のリスクマネジメント

本研究では、PFI事業権契約による空港コンクリート舗装マネジメント問題をとりあげる。このような空港舗装マネジメントでは、ライフサイクル費用リスクの管理が重要な課題となる。臨海部空港等、軟弱地盤上に建設された空港施設では、空港供用開始直後の期間では、地盤沈下リスクが大きく、ライフサイクル費用に及ぼす影響が大きい。しかし、時間の経過とともに、地盤沈下過程は次第に安定化してくる。一方で、コンクリート版に繰り返し荷重が作用し、コンクリート版の疲労破壊のリスクが大きくなる。この



注) 設計段階で予測した大規模補修需要（補修が必要となる舗装版数）と供用開始後にベイズ予測した補修需要の確率分布を示している。モニタリング情報を用いることにより、舗装劣化予測リスクが軽減される。

図-1.1 舗装劣化予測リスク

ように、空港供用後、時間の経過に伴って、コンクリート舗装の管理条件が時間と共に変化する。PFI事業権契約においては、契約終了時点において、空港コンクリート舗装の健全度が、性能基準を上回ることが義務づけられている。したがって、ライフサイクル費用リスクを管理する上で、大規模補修が必要となる舗装面積（コンクリート舗装版数）を予測することが重要な課題となる。

いま、事業期間を設計段階、運用段階という2つの期間に分類しよう。設計段階では、地盤沈下過程や舗装劣化過程に関する実績データが存在しない。このため力学的モデルを用いて、地盤沈下・舗装劣化過程の将来予測を行うことが必要となる。その際、地盤条件や舗装の疲労破壊に関する不確実性を考慮して、ある一定の安全率を見込んで舗装構造を設計することになる。図-1.1には、計画期間内の目標時点において大規模補修が必要となる舗装版数の確率分布を設計段階の情報を用いて予測した結果を示している。一方、空港供用後には、地盤沈下量、舗装劣化過程に関するモニタリング情報が蓄積される。このようなモニタリング情報を用いることにより、地盤沈下過程、舗装劣化過程に関する予測精度を向上できる。図-1.1には、空港供用後一定の期間を経た時点で目標時点において大規模補修が必要となる舗装版数をベイズ予測した結果を示している。同図の2つのグラフは同一の目標時点における補修需要分布を表しているがベイズ予測の結果では、補修需要の分散が小さくなっており、予測精度が向上したことが理解できる。さらに、同図では、ベイズ予測された補修需要の期待値が、設計段階における期待値よりも上回っており、ライフサイクル費用が当初の計画より増加することが見込まれる。このように設計段階における予測結果にシステマ的な予測誤差が存在する場合、ベイズ予測の結果に基づいて、将来の補修予算計画を修正することが必要となる。

1.3 ハイブリッド予測モデル

ハイブリッド劣化モデルは、力学的劣化モデルと統計的劣化モデルを合成した構造を有している。図-1.2は、力学的劣化モデル、確率的劣化モデルを用いた劣化予測の方法と、ハイブリッド劣化モデルを用いた予測方法の相違点を模式的に示している。同図の左側は、従来の劣化予測の考え方を示している。図の上半分には力学的劣化モデルを用いた場合、下半分には統計的劣化モデルを用いた予測方法が示されている。両者の方法は、互いに独立であり、それぞれ別々の方法論に基づいて劣化予測が行われる。力学的劣化モデルを用いた場合、劣化情報が存在しなくても、劣化予測を行うことが可能である。時間の経過とともに劣化過程に関する実測値が得られた場合、モデルの予測結果と実績値の間にかい離が生じた場合、逆解析的手法等を用いて、力学的劣化モデルを修正することが必要となる。一方、統計的劣化モデルは、各施設の固有の構造特性、環境条件や検査間隔の不均一性を考慮できるという利点がある。しかし、劣化情報が存在しない場合、統計的劣化モデルを推計することは不可能である。空港コンクリート舗装のように、十分な計測値の蓄積がない場合、統計的モデルによる劣化予測を行うためには、今後のデータの蓄積を待たざるを得ないという限界がある。

図-1.2の右側には、ハイブリッド劣化モデルを用いた劣化予測の方法を模式化している。ハイブリッド劣化モデルでは、力学的劣化モデルによる予測結果を初期情報として位置づける。さらに、力学的劣化モデルによる予測結果を用いて、統計的劣化モデルを作成する。その際、力学的モデルの計算結果において、支配的な役割を演じているパラメータや説明変数を取りあげ、これらの変数やパラメータを説明変数とするような統計的劣化モデルを作成する。このような方法論を採用することにより、初期時点において実績データがない場合においても、不確実性を考慮した劣化予測が可能となる。また、継続的なモニタリングにより獲得した計測データを活用して、逐次ベイズ更新を行うことにより、劣化モデルの信頼性を向上させることが可能である。その一方で、ハイブリッド劣化モデルを用いて劣化予測を行った結果、劣化予測の結果と実績値の間に無視できないかい離が存在する場合、統計的劣化モデルをベイズ更新し、ハイブリッド劣化モデルの信頼性の向上にフィードバックすることが重要となる。あわせて、力学的劣化モデルの予測精度の改善に努力することが必要となる。

本研究で提案するハイブリッド劣化モデルは、力学的理論に基づいて、劣化過程のサンプルデータを発生する1次モデル、2) 1次モデルで生成したサンプルデータの統計的規則性を表現した2次モデルにより構成される。さらに、運用段階において、3) 空港供用後に観測されたモニタリング情報を用いて、2次モデルをベイズ学習する3次モデルにより構成されている。

1次モデルは、1) 地盤の不同沈下過程を予測する確率的1次元圧密モデル、2) コンクリート版内に発生する応力状態を解析する2次元有限要素法モデル、3) コンクリートの破壊確率曲線からコンクリート版の累積疲労度を算定する疲労破壊モデルという3つのサブモデルで構成されている。しかし、1次モ

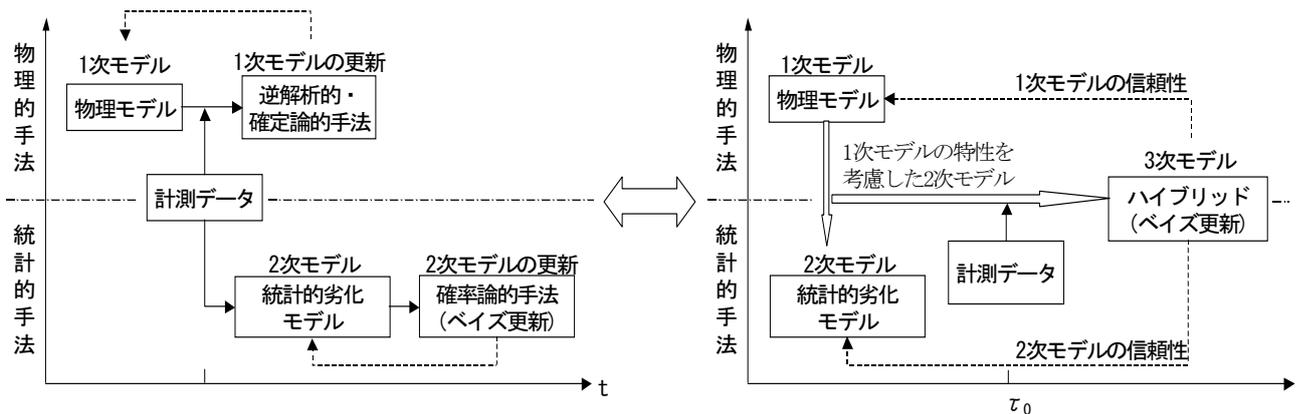


図-1.2 ハイブリッド劣化モデルの特性

モデルを用いてライフサイクル費用評価を実施する場合、1) モデルの操作性に問題があり、膨大な計算時間が必要となる。2) シミュレーションで得られた膨大な分析結果に対して統計的処理を行うことが必要となるという課題が発生する。さらに、3) 破壊確率曲線は、疲労破壊試験で得られた限られた実験サンプルを用いて統計的に推定された曲線であり、理論的基盤を持つ力学的モデルとは言いがたい。このように1次モデルは、分析精度が異なるサブシステムを連結したものであり、1次モデルの予測結果には多くの不確実性が介在する。本研究では、1次モデルに介在する不確実性の内、土質条件の不確実性に関しては、土質条件をランダムに変化させた1次元圧密モデルを用いて、多数の地盤沈下シナリオを発生させる。さらに、コンクリート版の疲労破壊に関する不確実性に関しては、航空機の走行時のばらつきを確率的に表現し、コンクリート版の疲労破壊に関するサンプルパスを作成する。その上で、1次モデルを用いて発生した膨大な計算結果に含まれる統計的規則性を2次モデルを用いて表現する。

空港施設の運用段階では、コンクリート舗装の劣化特性を継続的に観測することにより、初期時点で実施した劣化予測の誤差を評価することが重要となる。初期時点から、ある一定の期間が経過した時点で、予測結果と実測値の間に誤差が生まれてきた場合を考えよう。この場合、継続的なモニタリングにより獲得した実績データを活用して、その時点以降における劣化予測の信頼性を向上させることが必要となる。実績データに基づいて劣化モデルの信頼性を向上させる方法として、1) 1次モデルを逆解析により修正する方法、2) 2次モデルをベイズ更新する方法が考えられる。本研究でとりあげる1次モデル（力学的劣化モデル）は、信頼性や精度が異なる多くのサブモデルにより構成されており、予測結果と実測値の間に乖離が発生しても、その原因を確定的に特定化することは困難である。一方、2次モデルが統計的モデルで表現されている場合、新しく獲得した実績データを用いて、容易にモデルをベイズ更新することが可能である。本研究では、劣化予測結果の信頼性を向上するために、2次モデルをベイズ更新する方法論を提案する。さらに、継続的なモニタリングを通じて、実績データが蓄積されれば、2次モデルの予測精度を

向上させることが可能である。

1.4 ベイズ更新モデルの役割

2次モデルの信頼性問題は、統計的分析手法を用いて評価することが可能である。しかし、1次モデルの信頼性に関しては、それを検証することは容易ではない。もちろん、設計時点において、信頼性設計の方法論に関する論理的、精度的整合性の検討や室内実験・現場での試験施工を通じて、力学的モデルの妥当性を検討することは可能である。しかし、このような方法で、コンクリート舗装の劣化過程に介在するすべての不確実性を検討することは、実際上不可能であると言わざるを得ない。

空港舗装のアセットマネジメントの実践の中で、コンクリート舗装の劣化特性を継続的に観測することにより、初期時点で実施した劣化予測結果の誤差を評価することが重要となる。初期時点から、ある一定の期間が経過した時点で、予測結果と実測値の間に誤差が生まれてきた場合を考えよう。この場合、継続的なモニタリングにより獲得した実績データを活用して、その時点以降における劣化予測の信頼性を向上させることが必要となる。実測データに基づいて劣化モデルの信頼性を向上させる方法として、1) 1次モデルを補正する方法、2) 2次モデルをベイズ更新する方法が考えられる。本研究の対象とする空港コンクリート舗装の力学的劣化モデルは、信頼性が異なる多くのサブモデルにより構成されており、予測誤差が発生した原因を特定化することは困難である。一方、2次モデルが統計モデルで表現されている場合、新しく獲得した実績データを用いて、容易に2次モデルをベイズ更新することが可能である。本研究では、劣化予測結果の信頼性を向上するために、2次モデルをベイズ更新する方法論を提案する。さらに、継続的なモニタリングを通じて、実績データが蓄積されれば、2次モデルの予測精度を向上させることが可能である。

2次モデルをベイズ更新したとしても、それで1次モデルの信頼性問題が解消したわけではないことに留意する必要がある。1次モデルの効用は、劣化現象を力学的モデルとして表現できる点にある。劣化予測結果に誤差が発生した場合、それが設計段階に想定していた範囲の中にある誤差であるかどうかを評価することが重要な課題となる。2次モデルを用いて統計的信頼性を分析することにより、ハイブリッド劣化モデルの予測誤差が、1次モデルが生成したサンプルデータにより想定される予測誤差の範囲の中に納まるかどうかを検討することが可能となる。さらに、実績値を用いた2次モデルのベイズ更新が、1次モデルの信頼性を前提とした2次モデルの予測精度の向上をめざしているのかを検討しておく必要がある。もちろん、このような統計的信頼性の検討を行っても、それにより1次モデルの信頼性を確認されたわけではないことに留意すべきである。せいぜいのところ「1次モデルを用いても、劣化現象を近似的に表現できている」という判断情報を獲得したにすぎない。劣化過程の実績が、当初想定した誤差の範囲を逸脱していると判断される場合には、1次モデルの信頼性を疑うべきであり、力学モデルの再検討が必要となることは言うまでもない。

1.5 ハイブリッド予測モデルを用いた最適補修戦略

空港舗装のアセットマネジメントにおいては、ライフサイクル費用の低減化[1]・[2]が図れるような最適補修戦略を策定することが重要である。特に、空港の使用性の観点から、施設を長時間にわたり閉鎖して大規模補修を実施することは、多大な経済損失を招くことになる。このため、空港コンクリート舗装の設計にあたっては、長期間にわたって十分な耐久性を有するような舗装構造を確保することが求められる。一方で、適切な維持管理を行い、設計供用期間中の耐久性を確保することが要請される。このため、コンクリート舗装のアセットマネジメントを実施する上で、コンクリート舗装の劣化モデルを作成し、ライフサイクル費用や補修需要を推計することが求められている。本研究で取り上げるPFI事業における空港舗装マネジメントにおいては、契約期間末において空港コンクリート舗装が満足すべき性能が規定されている。さらに、契約期間を通じた大規模補修予算が契約により規定されており、事業者は補修予算の中で性能規定を満足するように空港舗装コンクリートを維持管理することが求められる。このため、事業計画段階からLCCを考慮した維持補修戦略を想定する必要がある。このようなPFI事業で代表される性能規定型維持補修契約においては、コンクリート舗装が事業契約期間にわたり、常に所与の性能規定を満足するように、維持補修を実施することが義務付けられている。また、施設の閉鎖を伴う大規模補修範囲についても事業契約により規定されており、コンクリート舗装の損傷が大きければ、大規模補修を実施することとなる。しかしながら、事業契約期間全体を通じて、大規模補修費の総額が規定されており、維持管理者は想定した以外の大規模補修費についてのリスクを負わなければならない。ただし、こうしたリスクは単に、事業者のみのリスクに留まる問題ではなく、空港という重要公共機関を所有する所有者の社会的責任にも波及するものである。従って、事業者は常に性能規定を満足する確率を最大にするように努力しなければならない。本研究で提案するハイブリッドコンクリート舗装劣化モデルは、地盤沈下リスク、コンクリート舗装の疲労破壊リスクという複数のリスクを同時に考慮した劣化予測モデルである。つまり、コンクリート舗装の劣化過程を空港地盤の不同沈下過程に依存した非斉次マルコフ連鎖モデルで表現する。その上で、事業者が常にこの二つのリスクと向き合いながら、ライフサイクル費用を最小にするような補修政策を決定できるような非斉次マルコフ決定モデルを提案する。

1.6 本論文の構成

本論文の構成は、以下に示すとおりである。

2章において、力学的劣化モデルによる空港コンクリート舗装の劣化事象を推計する。この力学的劣化モデルを本研究においては、1次モデルと呼ぶこととする。1次モデルにおいては、地盤物性の不確実性、コンクリート疲労強度の不確実性、さらには、航空機の走行路の不確実性が問題となる。これらの不確実性を考慮し、マクロ的な観点から、力学的劣化モデルによる劣化予測を維持管理戦略へ適用する手法を提

案する.

3章では、**2章**で提案した力学的劣化モデルで生成した地盤サンプルパスに基づいて、空港建設後に計測される地盤沈下量の実測値をサンプルパスの荷重和で表現した混合地盤沈下モデルを作成する. さらに、運用後の継続的なモニタリングを通じて、逐次ベイズ更新することにより地盤沈下の推計精度の向上を図る.

4章では、**3章**で提案した混合地盤沈下モデルを内包したハイブリッド型コンクリート舗装劣化モデルを提案する. ここでいうハイブリッドモデルとは確定論的手法である物理モデル（1次モデル）と確率論的手法である統計的劣化モデル（2次モデル）を統合したモデルであり、1次モデルを初期値とし、1次モデルに内在する様々な不確実性を統計的規則性により表現したモデルとなっており、空港供用開始後は混合地盤沈下モデル同様、継続的なモニタリングを通じて、逐次ベイズ更新することにより精度を向上させる. ここで、地盤沈下とりわけ地盤の不同沈下はコンクリート舗装の疲労耐久性に大きな影響があり、しかも空港建設後の経過時間に依存している. このためハイブリッド型コンクリート舗装劣化モデルは、通常の斉次マルコフ連鎖モデルにより表現することは不可能である. そこで、地盤沈下リスク、コンクリート舗装版の疲労破壊リスクを考慮した非斉次マルコフ連鎖モデルにより表現する.

5章では、**4章**で提案した非斉次ハイブリッド予測モデルを用い、ライフサイクルコストを最小にするような最適補修政策モデルを提案する. 空港供用開始時点から、この最適補修政策モデルを用いて、空港舗装の最適補修計画を作成することとなる.

最後に、**6章**において、本研究の知見を整理するとともに、本研究で残された課題をまとめる.

参考文献

- [1] 小林潔司:分権的ライフサイクル費用評価と集計的効率性, 土木学会論文集, No.793/IV-68, pp.59-71, 2005
- [2] 小林潔司, 上田孝行:インフラストラクチャのマネジメント:研究展望, 土木学会論文集, No.744/IV-61, pp.15-27, 2003.
- [3] 福手勤:社会資本のアセットマネジメントの実用化に向けた取り組みと課題, 港湾空港技術振興会, 第17回特別講演会, 議事録, 2005
- [4] (財)港湾空港建設技術サービスセンター:空港舗装構造設計要領(平成11年4月), 2005.
- [5] Jie Yuan, Michael A. Mooney: Development of Adaptive Performance Models for the Oklahoma Airfield Pavement Management System, *TRB 2003 Annual Meeting Nov.15, 2002*
- [6] Pavement Management System, *Advisory Circular*, Federal Aviation Administration, AC No.150/5380-7, 1988
- [7] 青木一也, 山本浩司, 小林潔司:劣化予測のためのハザードモデルの推計, 土木学会論文集, No.791/VI67, pp.111-124, 2005
- [8] Mishalani, R. and Madanat S.: Computation of infrastructure transition probabilities using stochastic duration models, *ASCE Journal of Infrastructure Systems*, Vol.8, No.4, 2002.
- [9] Shin,H.C., and Madanat, S.M. : Development of a stochastic model of pavement distress initiation, 土木学会論文集, No.744/IV-61, pp.61-67, 2003.
- [10] 津田尚胤, 貝戸清之, 青木一也, 小林潔司:橋梁劣化予測のためのマルコフ推移確率の推定, 土木学会論文集, No.801/I-73, pp.68-82, 2005.
- [11] 青木一也, 山本浩司, 津田尚胤, 小林潔司:多段階ワイブル劣化ハザードモデル, 土木学会論文集, No.798/VI-68, pp.125-136, 2005.
- [12] 貝戸清之, 阿部允, 藤野陽三:実測データに基づく構造物の劣化予測, 土木学会論文集, No.744/IV-61, pp.29-38, 2003.
- [13] Lee, T.C., Judge, G.G. and Zellner, A.: *Estimating the Parameters of the Markov Probability Model from Aggregate Time Series Data*, Amsterdam, North-Holland, 1970.

- [14] 鍵本広之, 佐藤道生, 川村満紀: アルカリシリカ反応により劣化した施設の劣化度評価と細孔溶液分析による劣化進行の予測, 土木学会論文集, No.641/V-46, pp.241-251, 2002.
- [15] 小林孝一, 宮川豊章: 分極抵抗法を用いた鉄筋の腐食速度評価に関する研究, 土木学会論文集, No.669/V-50, pp.173-186, 2001.
- [16] 堤知明, 白井伸一, 安田登, 松島学: 塩害劣化に関する影響要因の実データに基づく定量評価, 土木学会論文集, No.544/V-32, pp.33-41, 1996.
- [17] 大野俊夫, 魚本健人: コンクリートの収縮ひび割れ発生予測に関する基礎的研究, 土木学会論文集, No.662/V-49, pp.29-44, 2000.
- [18] 元路寛, 関博, 高木言芳: 中性化したコンクリートにおける乾湿繰返し作用による鉄筋腐食に関する研究, 土木学会論文集, No.697/V-54, pp.1-11, 2002.
- [19] 佐伯竜彦, 大即信明, 長瀧重義: 中性化によるモルタル中の鉄筋腐食の定量的評価, 土木学会論文集, No.532/V-30, pp.55-66, 1996.
- [20] 八谷好高: 空港コンクリート舗装のマネジメントシステムに関する研究, 港湾技研資料 No.698, 1991.2
- [21] 小梁川雅, 野田悦郎, 伊藤正秀: 供用履歴を受けたコンクリート舗装の疲労特性に関する研究, 舗装工学論文集, 土木学会, Vol.9, pp.149-156, 2004.
- [22] 宮田俊介, 丸山暉彦, 中村健: 信頼性を考慮した舗装設計法に関する研究, 土木学会第57回年次学術講演会, pp.873-874, 2002.
- [23] 竹内康, 小梁川雅, 西澤辰男, 木村慎: 路盤の経年変化がコンクリート舗装の疲労破壊に及ぼす影響, 舗装工学論文集, 土木学会, Vol.3, pp.93-100, 1998.
- [24] 土田孝, 小野憲司: 数値シミュレーションによる不同沈下の予測とその空港舗装設計への適用, 港湾技術研究所報告, 第27巻 第4号, pp.123-200, 1988
- [25] 下村泰造, 西澤辰男, 吉永清人, 福岡知久: 疲労度設計法を用いた空港コンクリート舗装の維持管理手法の検討, 土木学会舗装工学論文集, 第12巻, pp.211-218, 2007.

第2章

力学的劣化モデル（1次モデル）

2.1 はじめに

本章においては、空港コンクリート舗装の劣化データが存在しない状況の下で、力学的劣化モデルを用いてコンクリート舗装の劣化予測を行う手法について記述する。本研究においては、力学的劣化モデルを後に述べる統計的劣化モデルおよびハイブリッド劣化モデルに対し、初期時点における劣化モデルであることから1次モデルと呼ぶことにする。

力学的劣化モデルは、劣化過程を物理・化学モデルにより記述する方法である。空港コンクリート舗装に関しては、疲労度設計法を用いた信頼性設計によって劣化過程を記述する方法が提案されている。力学的劣化モデルは、理論的仮説や実験結果等に基づいて、劣化現象を記述するため、劣化に関するデータが現実存在しなくても劣化過程を記述することが可能である。さらに、モデルの理論的前提が成立する範囲の中では、信頼性の高い劣化予測結果が得られる。しかし、現実には力学的劣化モデルで用いられるパラメータの不確実性が介在する場合が少なくない。さらに、現場における初期施工状態のちらばりや材料物性値の持つばらつき等、力学的劣化モデルで記述できない要因や、力学的モデルの信頼性等による不確実性も介在する。このため、現実に生じた劣化状態が、物理モデルにより推定された設計値と一致する保証はない。つまり、力学的劣化モデルの信頼性問題が存在している。本研究で対象とする空港コンクリート舗装は、近年増加している海上もしくは臨海部における無筋コンクリート舗装であり、その立地条件から地盤の不同沈下を想定している。つまり、力学的劣化モデルにおいて、地盤物性の不確実性が存在し、上記1次モデルの信頼性問題が生じることとなる。

以下、**2.2**では本章の基本的な考え方を整理し、従来の研究概要および空港コンクリート舗装における信頼性設計の概略を述べる。**2.3**では、力学的劣化モデルを構成する3つのサブモデルについて説明し、疲労度設計を用いた信頼性設計から空港コンクリートの累積疲労度算定過程を示す。**2.4**では、適用事例として実際の臨海部空港をモデルとした力学的劣化予測結果を示し、構造的劣化・損傷状態であるひび割れ事象に着目し、経時的なひび割れ発生ポテンシャルを示した設計パフォーマンスカーブを算出する。また、この設計パフォーマンスカーブから、将来の維持管理戦略への適用性について考察を加える。

2.2 本章の基本的な考え方

2.2.1 従来の研究概要

わが国では人工島や埋め立て地に空港が建設される場合が少なくない。通常、地盤の不同沈下が生じるような立地に空港を建設することは望ましくないと考えられるが、わが国の狭隘な地理的条件や騒音に関する環境条件等から、このような臨海部、あるいは埋め立て人工島に空港建設が実施されているのが実情である。このため、わが国における空港コンクリート舗装の設計・維持管理手法に関しては、地盤の不同沈下に対して多大な注意が払われて来たという経緯があり、コンクリート舗装のジャッキアップシステム[1]などの革新的な技術が取り入れられてきたことは海外においても類を見ない。こうした状況を踏まえて、空港コンクリート舗装の経緯について以下に紹介する。

わが国における空港コンクリート舗装設計に関しては古くは Westergaard による応力・ひずみ式がその根底に存在しており、一般的な空港コンクリート舗装の設計は「空港舗装構造設計要領 (財) 港湾空港建設技術サービスセンター 平成 11 年 4 月」[2]に従い、「合理的・経済的な舗装構造となるように設計が行われている」のが現状である。この設計手法においては、設計年数として将来の交通量を推定する対象期間を定義し、経験的に 10 年間で想定している。言い換えれば、これまでの各地の空港において、10 年間はコンクリート舗装に作用する外的要因に大きな変更はなく、力学的なモデルにより設計された構造が十分に使用性・供用性・耐久性を満足するという思想に立っていると考えられる。また実証的にも上記設計手法において設計された空港コンクリート舗装が十分な耐久性を有していることが確認されている。

これに対し、道路コンクリート舗装については「舗装設計便覧 (社) 日本道路協会 平成 18 年 2 月」[3]において、経験にもとづく設計方法と理論的設計方法とについて記述されており、設計年数を 20 年と一般的に想定しているが、理論的設計法においては構造的なひびわれによるコンクリート舗装の損傷状態を想定し、信頼性を考慮した設計手法が提案されている。また設計年数についても、任意に設定できると記述されている。こうした信頼性設計では疲労破壊輪数や舗装計画交通量に対して信頼度に応じた係数を適用する方法、地盤・材料などに信頼度に応じた係数を適用する方法が一般的である(「舗装設計施工指針 (社) 日本道路協会 平成 18 年 2 月」[4])。ここで、信頼性設計における信頼度とは、舗装が設定された設計期間を通して破壊しない確からしさの確率と考えることができ、一方舗装の破壊とは、性能規定で評価される舗装の性能指標が設計で設定された値を下回ることを示している。つまり、道路コンクリート舗装における信頼性設計では設計に用いる設計値や将来予測に対するリスクを考慮して設計を行う手法が導入されている。しかしながらこうした信頼性設計も万全ではない。なぜならば確定論的な設計手法の中に不確実性を表現する信頼度が導入されており、コンクリートの実曲げ強度、路盤の強度、また施工による品質の変動、さらには将来予測に対するリスクとしての交通量の増減、気象の変動などの不確実性を確定論的な設計手法の中に内在する手法となっているからである。

こうした流れを受けて、空港コンクリート舗装の設計とりわけ地盤の不同沈下を対象とする空港コンクリート舗装においては道路コンクリート舗装の信頼性設計を取り入れ、疲労耐久性を評価する設計手法を導入する動きが近年盛んになってきた。以降、空港コンクリート舗装の疲労耐久性を評価する信頼性設計手法を疲労度設計手法と呼ぶこととする。しかしながら、疲労度設計法をコンクリート舗装の版厚設計へ利用してきた経緯はこれまでにいくつかの空港において認められるがコンクリート舗装の劣化事象を予測し、維持管理戦略へ適用した事例は筆者の知る限りない。また、現実の劣化過程のデータと照らし合わせるほど、上記設計事例の年数が経過していないのが現状である。

一方、空港コンクリート舗装の維持管理手法に関しても、いくつかの研究事例がある。わが国においては、八谷が空港舗装のサービス水準を維持するために、いつ、どのような維持・補修策を取るべきかといったテーマを舗装マネジメントシステム (PMS) の一部として捕え、空港コンクリート舗装のマネジメントシステムの構築について述べている [5]。ここで重要であるのは、八谷が言うように航空機の使用を想定した空港舗装は、非常に高いサービス水準を維持することが要求されているばかりではなく、近年開発が進む超大型旅客機の新規乗り入れに対しても、舗装の健全度の評価と補修方法の選定を明確にする必要がある点である。従来の空港コンクリート舗装は、一般的に舗装の設計年数を10年と設定して、その期間中の大規模な補修は考慮していない。しかしながら、耐用年数の増加、超大型旅客機の新規導入など、多様化する外部条件に対して、空港コンクリート舗装の健全度とリスクを特定する必要性は益々増加している。

図-2.1に、八谷によって紹介されているPMSの概念図および維持・管理のプロセスを示す。

図-2.1で示されるPMSにおいて主要な部分を占めるのは、計画・設計、評価、建設ならびに維持・補修システムであると考えられる。これらは以下の3つのサブシステムにより構成されている。すなわち、1) 計画・設計システム、2) 評価システム、3) 建設ならびに維持・補修システムである。現状においては、25年ほど前から定期点検を主とした運用がなされており舗装の表面性状に関するデータの蓄積が実施されている。

これに対し米国においては、FAA (Federal Aviation Administration : 米国連邦航空局) が、Advisory Circular 150/5380-7[6]において空港舗装に関するマネジメントシステムを定義している。彼らは、舗装の維持管理に関する費用対効果を有する「舗装管理システム」の理論と実践の構築を目的としており、1) 導入システムの理論 (Advisory Circular)、2) 導入システムの実践 (Micro-PAVER) という二つの柱によってマネジメントシステムを構築している。

米国における維持管理システムの背景には、歴史的に空港に携わる関連機関において蓄積されたデータから、経験に基づいて維持管理を行ってきた経緯がある。従って、必ずしも維持管理資金を効果的に用いてきたとはいえず、その評価方法或いは代替計画に関しても深く議論されてきていなかったことがあげられている。つまり、どの関連機関も場当たりの方法で空港の維持・補修を行ってきたために、舗装の維持・補修に関する考え方をいくつかの指標を用いて評価し、代替案、維持管理計画などを作成する必要がある。

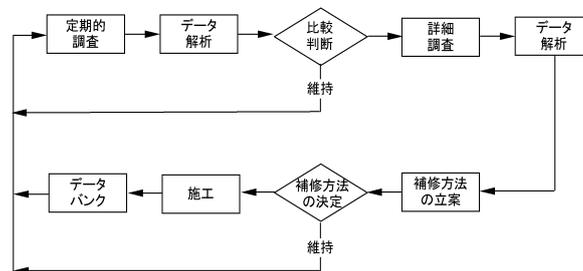
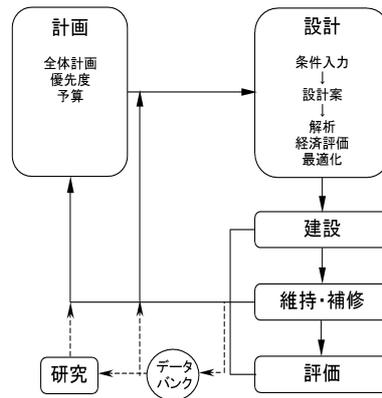


図-2.1 PMS の概念図および維持・管理のプロセス [5]

あったと述べられている。また、こうした指標をライフサイクルコストにのせ、費用対効果があるのかどうかを確認する必要があるとも述べられており、わが国の現時点でのマネジメントシステムも同様の問題点を抱えていることが分かる。さらには、評価から維持・補修にいたるアプローチが採られたとしても、いつ、どのタイミングで維持・補修を実施することが望ましいか、そしてその結果どうなるのかを予測する必要があることが強調されており、まさに劣化予測を行うことによって、マクロ的およびミクロ的視点から空港コンクリート舗装のマネジメントを行うという方針に立っているといえよう。

以上の議論を踏まえ、FAAにおいては新システム（Micro-PAVER）を構築し、実際に運用を開始している。以下に、Micro-PAVERの概要について述べる。

Micro-PAVERは、FAAと契約を結んだU.S Army Construction Engineering Research Laboratoryにより作成された舗装維持管理システムであり、米国の空港舗装の評価指標であるPCI (Pavement Condition Index) を用いて現在の舗装状態を評価し、将来の舗装の状態を予測するシステムである。このMicro-PAVERソフトウェアはすでに市販されており、米国を中心に数多くの実績を持っている [7]。このシステムの最大の特徴は、現在の舗装状態の評価とその継時変化を予測できるシステムであるという点であり、舗装の劣化を予測することで、幾つかの代替案に対するライフサイクルコストを解析し、最適な案を決定することが可能となっている。図-2.2に、舗装のライフサイクルに関する概念図を示す。

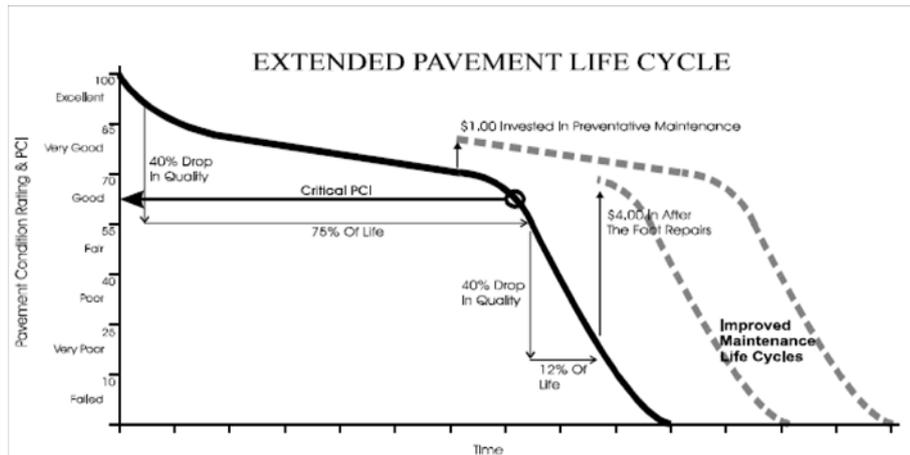


図-2.2 舗装のライフサイクルに関する概念図 (Micro-PAVER) [6]

図-2.2によると、舗装の健全度を表す指標であるPCIが95%から55%へ低下する時期においては、舗装は、ライフサイクルの75%の余寿命を有しているが、さらに55%から15%へPCIが低下した場合、舗装はライフサイクルの12%の余寿命しか持たないことを示している。つまり、初期段階における品質（舗装の健全度）の40%の低下に対する補修費用を1と仮定した場合、さらに品質が40%低下した場合は、4倍の補修費用がかかることを意味している。このことから、FAAにおける舗装マネジメントシステムにおいては、費用対効果を考察し、対策案が元の原因をターゲットとしているか、PCIを改善しているか否か、また、提案に要した費用を回復できるか否かによって、維持管理方針を決定する方針としている。

2.2.2 力学的劣化モデルの構成

一般に、空港施設のアセットマネジメントにおいては、ライフサイクル費用（LCC）の低減化[8]・[9]が図れるような最適補修戦略を策定することが重要である。特に、空港の使用性の観点から、施設を長時間にわたり閉鎖して大規模補修を実施することは多大な経済損失を招くため、空港コンクリート舗装の設計にあたっては、長期間にわたって十分な耐久性を有するような舗装構造を確保しつつ、一方では、適切な維持管理を行い、設計供用期間中の耐久性を確保することが求められる。その際、コンクリート舗装のアセットマネジメントを実施する上で、コンクリート舗装の劣化モデルを作成し、ライフサイクル費用や補修需要を推計することが求められている。維持管理に関しては、PRI (Pavement Rehabilitation Index) を管理指標として、熟練した点検者による目視点検により劣化状況を確認後、状況に合わせた補修対策を実施しているのが現状である。このため、LCCの観点から予防保全による維持管理手法が望まれている。

一方、空港コンクリート舗装の設計に関しては、荷重支持性能、走行安全性の確実な確保に加え、上記の維持管理に関する補修の容易性を考慮して、舗装種別を選定する。近年増加している海上もしくは臨海部における軟弱地盤上の空港においては、地盤の沈下、とりわけ不同沈下が構造的に問題となり、コンク

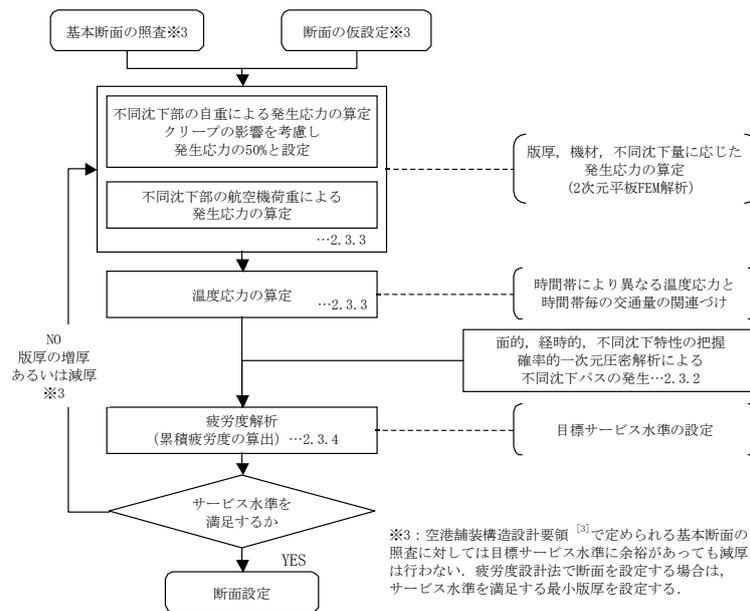


図-2.3 力学的劣化モデルにおけるフロー図

リート舗装の構造設計に大きく影響を及ぼす恐れがある。ここで、舗装の要求性能のひとつである荷重支持性能、とりわけ疲労耐久性については、これまでにいくつかの空港において、疲労度設計法を用いた版厚の設計事例があるが、疲労度設計法を用いてコンクリート舗装の劣化事象を予測し、維持管理戦略へ適用した事例は筆者の知る限りない。また、現実の劣化過程のデータと照らし合わせるほど、上記設計事例の年数が経過していないのが現状である。

以上の問題意識の下に、本章においては空港コンクリート舗装の劣化・損傷データが存在しない状況の下で、力学的劣化モデルを用いてコンクリート舗装の劣化予測を試みる。力学的劣化モデルは3つのサブモデルにより構成されている。本章においては、これら3つのサブモデル1) 地盤の不等沈下過程を予測する確率的一次元圧密モデル、2) コンクリート版内に発生する応力状態を把握する二次元有限要素モデル、3) マイナー則に従いコンクリートの破壊曲線からコンクリート版の累積疲労度を算定する累積疲労度算定モデルとクラック発生モデルについて記述するとともに、上記3つのサブモデルからコンクリート舗装の経年的な劣化を予測し、維持管理手法への適用性について述べる。

2.3 力学的劣化モデル（1次モデル）

2.3.1 1次モデルの概要

舗装コンクリートの信頼性設計法 [5]・[10]・[12] として、疲労破壊輪数や舗装計画交通量に対して信頼度に応じた係数を適用する方法 [5]・[10]、地盤・材料などに信頼度に応じた係数を適用する方法 [11]・[12] が提

案されている。信頼度は、舗装の性能指標が、性能規定として設定された値を下回らない確率として定義できる。空港コンクリート舗装（NC舗装）の性能指標は、1）使用性、2）安全性、3）快適性、4）環境に対する配慮等を念頭において定義される。空港の使用性・安全性については、円滑な航空機の移動が可能であるとともに、疲労破壊抵抗性を有していることが求められる。一方、快適性・環境への配慮に関しては、平坦性や振動・騒音の少ない舗装構造が求められる。すなわち、上記の使用性・安全性に着目すれば、信頼性の考え方は、構造設計に適用できると考えられ、空港コンクリート舗装が十分な疲労耐久性を有しているかによって、構造的な破壊に至るか否かを評価する。以下においては、空港コンクリート舗装の疲労耐久性を評価する設計手法を疲労度設計手法と呼ぶこととする。図-2.3に疲労度設計手法のフローを示す。同図に示すように、本研究における力学的劣化モデルは3つのサブモデルにより構成されている。本節においては、これら3つのサブモデル1）地盤の不等沈下過程を予測する確率的一次元圧密モデル、2）コンクリート版内に発生する応力状態を把握する二次元有限要素モデル、3）マイナー則に従いコンクリートの破壊曲線からコンクリート版の累積疲労度を算定する累積疲労度算定モデルとクラック発生モデルについて記述し、力学的劣化モデルから空港コンクリート舗装の劣化予測を行う過程について述べる。

2.3.2 地盤物性のばらつきを考慮した不同沈下シミュレーション

a) 地盤モデルの構成

一般に、空港コンクリート舗装の舗装種別としては、NC（無筋コンクリート）舗装、PC（プレストレストコンクリート）舗装、CRC（連続鉄筋コンクリート）舗装、プレキャスト版（PC, PRC）舗装等があり、空港の使用性・安全性・経済性・施工性等の主要因から総合的な判断を行い、舗装種別が選定されることになる。本研究においては不同沈下が生じる地盤を対象とするため、特に舗装種別の選定に当たっては、構造の安定性と勾配修正の容易性・確実性に留意する必要がある。つまり、コンクリート版を支持する路床・路盤に不同沈下が生じ、舗装表面の勾配が使用性を超過する恐れがあると同時に、路盤とコンクリート版との間に空隙が生じ、沈下がない状態に比べ大きな応力が発生することにより版が破壊に至る可能性がある。各舗装形式はそれぞれ特徴を有しているが、初期コスト、勾配修正の容易性・確実性、構造安定性、実績等に注目し、比較検討を行い決定する。地盤の不同沈下をNC舗装の構造設計に考慮する場合、特に地盤物性の不確実性に留意する必要がある。そこで、地盤の圧密現象による不同沈下量について、土田・小野らによる地盤物性のばらつきを考慮したモンテカルロシミュレーションによって評価する[13]（以下、土田モデルと称す）。土田モデルによる不同沈下シミュレーションは、軟弱地盤を埋立てた場合のように、圧密沈下が大きく、せん断による沈下を無視しうるような地盤を対象とした不同沈下予測モデルである。本モデルの詳細については、参考文献[13]に譲るが、ここではモンテカルロシミュレーションの基本構成について簡単に説明する。

モデル地盤を平面的なメッシュに分割し、それぞれのメッシュごとに独立して沈下が生じると仮定する。

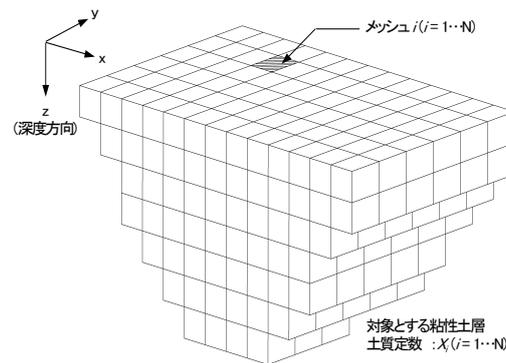


図-2.4 地盤のモデル化

表-2.1 確率的1次元圧密モデルに用いる土質定数

圧密係数	c_v	対数正規分布
圧縮指数	C_c	正規分布
圧密降伏応力	p_c	正規分布
初期間隙比	e_0	正規分布

また、深度方向における地盤条件の不均一性を考慮するために、鉛直方向に対して図-2.4に示したような地盤メッシュ分割を設定する。その上で、地盤を3次元ブロックを用いてメッシュ分割するとともに、各ブロックにおける土質定数が、ある確率分布に従って分布すると仮定する。その際、ブロック間の土質定数の空間的相関を考慮する。各ブロックの土質定数を確率分布よりランダムにサンプリングする。その上で、平面メッシュにおける地盤沈下量を1次元圧密理論を用いて予測する。沈下量計算においては、以下の5つの仮定を設ける。すなわち、1) 1次元圧密方程式を用い、圧密沈下は各平面メッシュごとに独立に発生する。2) 各3次元ブロックごとに载荷重とそれに対する沈下量を算定し、その重ね合わせにより各平面メッシュの沈下量を求める。3) 最終沈下量の計算に $e - \log p$ 曲線を用いる。4) 平面メッシュごとに深さ方向に多層地盤となるが、圧密度の計算には換算層厚法を用いる。5) 地中応力の計算には、地盤を弾性体としてブシネスクの式を用いる。さらに、モンテカルロシミュレーションにより、対象地盤を構成するブロック内の土質定数をランダムに変化させた計算ケースを設定し、対象地域全体の地盤沈下過程に関するサンプルパスを多数発生する。表-2.1は、確率的1次元圧密モデルにおいて考慮する土質定数と分布関数を示している。

一般的な土層モデルにおいては、地盤内の土質特性は水平方向、鉛直方向ともほぼ連続的に変化していると考えられるが、海上空港などの埋立て地盤においては、埋立て土の土質物性のばらつきは少なくない。このため、各平面メッシュの地盤沈下量の間に差異が生じることにより、地盤の不同沈下が発生する可能

性が大きい. 土田モデルでは, 地盤の水平方向の相関性を, 土質定数の空間的自己相関係数

$$\tau_{ij} = \exp(-r_{ij}^2/b^2) \quad (2.3.1)$$

を用いて評価する. ただし, τ_{ij} : メッシュ*i, j*間の空間的自己相関係数, r_{ij} : メッシュ*i, j*間の距離, b : 相関距離である. 相関距離**b**は, 単位距離当たりの空間的自己相関性の強さを表すパラメータであり, b の値が大きいほど広い範囲において空間的相関が大きいことを意味している. 一方鉛直方向には代表地点で実施したボーリング調査結果に基づいて土質定数を設定する.

鉛直方向の地表面からの深さに着目しよう. 特に, 同一の鉛直方向レベルに属する平面メッシュをとりあげる. 対象地盤の一定深度を構成する N 個の平面メッシュ*i* ($i = 1, \dots, N$)の土質定数を X_i ($i = 1, \dots, N$)で表すこととしよう. このとき, 各ブロックの土質定数間の空間的相関構造を表す分散・共分散行列を

$$\mathbf{C}_x = \begin{pmatrix} \text{Var}[X_1] & \cdots & \text{cov}[X_1, X_N] \\ \text{cov}[X_2, X_1] & \cdots & \text{cov}[X_2, X_N] \\ \vdots & & \vdots \\ \text{cov}[X_N, X_1] & \cdots & \text{Var}[X_N] \end{pmatrix} \quad (2.3.2)$$

と定義する. この行列の各要素は空間的自己相関関数 τ_{ij} を用いれば

$$\text{cov}[X_i, X_j] = \sigma^2 \tau_{ij} \quad (2.3.3)$$

と特定化できる. ただし, $\sigma^2 = \text{Var}[X_i]$ ($i = 1, \dots, N$)は, 土質定数の分散を表す. 分散・共分散行列(2.3.2)は, 正値対称行列であるため対角下半行列 \mathbf{C} を用いてコレスキー分解

$$\mathbf{C}_x = \mathbf{C}\mathbf{C}' \quad (2.3.4)$$

が可能である. ただし, 記号 $'$ は転置操作を表す. また, 対角下半行列 \mathbf{C} は

$$\mathbf{C} = \begin{pmatrix} C_{11} & & & 0 \\ C_{12} & C_{22} & & \\ & \vdots & \ddots & \\ C_{N1} & C_{N2} & \cdots & C_{NN} \end{pmatrix}$$

と表される [14]. ここで, 各メッシュの土質定数をランダム発生させるために n 個の正規乱数 $\mathbf{a} = (a_1, \dots, a_N)'$ を発生させよう. ただし, a_i は平均0, 分散1の正規分布 $N(0, 1)$ からサンプルした値である. さらに, 各メッシュにおける土質定数 X の期待値ベクトルを $\boldsymbol{\mu}_x = (\mu_x^1, \dots, \mu_x^N)'$ と表そう. この時, 正規乱数サンプル \mathbf{a} に対して土質定数サンプルベクトル \mathbf{X} を

$$\mathbf{X} = \boldsymbol{\mu} + \mathbf{C}\mathbf{a}$$

と表すことができる [13].

b) 地盤沈下サンプルパスの発生

1次元圧密理論を用いて、地盤沈下過程に関するサンプルパスを発生させよう。1次元圧密沈下モデルの詳細に関しては、参考文献[15]に譲ることとする。ここではその内容を簡単に紹介しておく。いま、荷重が一定であると考え、Terzaghiの1次元線形弾性圧密理論を用いれば、1次元圧密方程式は

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (2.3.5)$$

と表される。ただし、 u は過剰間隙水圧、 c_v は圧密係数、 z は垂直方向の座標軸（地表面において $z=0$ ）である。粘土層厚を \bar{H} で表そう。境界条件

$$z=0, t=t \text{ で } u=0 \quad (2.3.6a)$$

$$z=\bar{H}, t=t \text{ で } \frac{\partial u}{\partial z}=0 \quad (2.3.6b)$$

と、初期条件

$$t=0, z=z \text{ で } u=p_z \quad (2.3.7)$$

の下で解く。ただし、 p_z は荷重条件である。この時、圧密方程式(2.3.5)の解は

$$U_u = \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^{n2}}{\alpha_n} \cos(\alpha_n Z) \exp(-\alpha_n^2 T_v) \quad (2.3.8)$$

と表される。ただし、 $\alpha_n = \pi(2n+1)/2$ である。また、無次元量 U_u 、 Z 、 T_v は、

$$U_u = \frac{u}{p_z}, \quad Z = \frac{z}{\bar{H}}, \quad T_v = \frac{c_v}{\bar{H}^2} t \quad (2.3.9)$$

と表される。ここで、圧密の進行度合いを表す圧密度を、

$$U_u = \frac{s}{s_f} = 1 - \frac{\bar{u}}{p_z} \quad (2.3.10)$$

と定義しよう。ただし、 \bar{u} は全層の平均過剰間隙水圧、 s は地盤沈下量、 s_f は最終沈下量である。式(2.3.8)

を用いて、平均過剰間隙水圧を求めれば、

$$U_u = 1 - \sum_{n=0}^{\infty} \frac{2}{\alpha_n^2} \exp(-\alpha_n^2 T_v) \quad (2.3.11)$$

と表すことができる。したがって、初期時刻 t_0 から時間 t が経過した時点の地盤沈下量は

$$s = s_f \left\{ 1 - \sum_{n=0}^{\infty} \frac{2}{\alpha_n^2} \exp\left(-\frac{\alpha_n^2 c_v}{\bar{H}^2} t\right) \right\} \quad (2.3.12)$$

と表せる。つぎに、 $e-\log p$ 法を用いて1次元圧密を表現すれば、1次元圧密での最終圧密沈下量 s_f は

$$s_f = H \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad (2.3.13)$$

表-2.2 試行回数が計算結果に及ぼす影響

試行回数	20回	50回
平均沈下量 (cm)	23.6	23.7
平均不同沈下率の期待値	0.16	0.16
最大不同沈下率の期待値	0.70	0.71

と表せる. ただし, H は粘土層厚, e_0 は初期間隙比であり, 間隙比の変化 Δe は, C_c は圧縮指数, p_c は圧密降伏応力, Δp は初期間隙比に規定される $e - \log p$ 曲線と載荷荷重によって求められる. $e - \log p$ 曲線では, 造成等による載荷荷重の増加により, 応力が圧密降伏応力を超過した塑性領域における圧密過程も考慮されている. 本研究では, $e - \log p$ 曲線を解析的に取り扱うために奥村, 土田による近似式[14]を用いるが, そこでは, $e - \log p$ 曲線を1次式と放物線によって近似しており, 近似式の中に圧密降伏応力をパラメータとして用いている. 一方, 圧密度は圧密係数 c_p に依存する. したがって, これらの土質定数を, 表-2.1に示すようにランダムに変化させることにより, 種々の地盤沈下曲線を表現することが可能となる.

1次モデルでは, すべての3次元ブロックに対して, 表-2.1に示す土質定数を, それぞれ同時にランダム発生させる. このように, すべてのブロックに対して, モンテカルロシミュレーションにより土質定数を発生させた結果を, 以下では計算シナリオと呼ぶこととする. いま, 計算シナリオを発生したとしよう. その上で, 各ブロックごとに, 初期時点からの経過時間に対応する地盤沈下量を式(2.3.12)を用いて算定する. さらに, 各平面メッシュに対して, それと対応する鉛直方向の地盤ブロックの沈下量を集計することにより, 当該の平面メッシュの地盤沈下量を求めることができる. このようにして, 計算シナリオのそれぞれに対して, 各平面メッシュごとに, 初期時点からの経過時間に対応した地盤沈下量を求めることができる. このような初期時点からの経過時間と沈下量との関係を, 本研究では地盤沈下過程のサンプルパスと呼ぶ. したがって, 計算シナリオのそれぞれに対して, すべての平面メッシュにおけるサンプルパスを発生することが可能となる. また, 表-2.2に, 本研究においてサンプルパスの試行回数が計算結果に及ぼす検討結果を示すが, 試行回数20回で十分な収束結果が得られている.

c) 三次元圧密によるメッシュ間の相互作用の影響

本研究における沈下シミュレーションにおいては, 沈下の影響係数 I_0, I_1, I_2 を導入し3次元圧密によるメッシュ間の相互作用の影響を算定している. いま, 図-2.5に示す地盤モデルにおける隣り合う3つの平面メッシュ $i-1, i, i+1$ を考える. 各メッシュ間の距離 B は一定である. このとき平面メッシュ $i-1$ 直下の深度 D における層が $s(i-1, D)$ だけ沈下した場合のメッシュ $i-1, i, i+1$ の各地点における地表面沈下量をそれぞれ $s(i-1, 0), s(i, 0), s(i+1, 0)$ とした場合, 沈下の影響係数を式(2.3.14)により定義する.

$$I(i-1) = s(i-1, 0)/s(i-1, D)'$$

$$I(i) = s(i, 0)/s(i-1, D)'$$

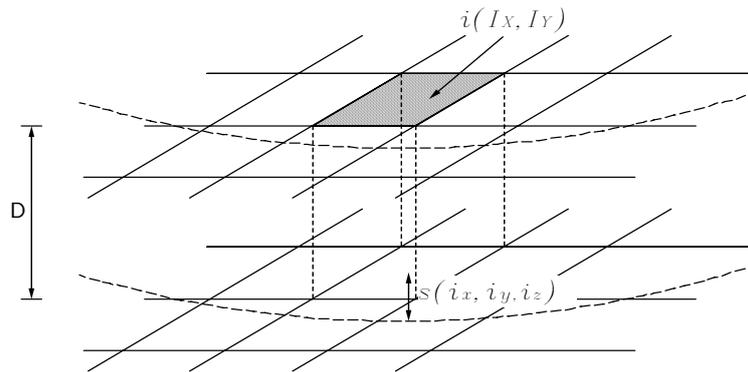


図-2.5 沈下に関する影響係数の定義

$$I(i+1) = s(i+1, 0)/s(i-1, D) \quad (2.3.14)$$

それぞれの層毎に計算した沈下量サンプルパスに上記で定義した影響係数を乗じて計算することで、近似的に圧縮沈下時のメッシュ間の相互作用を考慮する。従って、ある平面メッシュ*i*の沈下量*s(i)*は、その直下と周辺ブロックの沈下に影響係数を乗じた値の総和として計算される。すなわち、図-2.5の場合は式(2.3.15)で表される。

$$s(i) = \sum_{i_x=I_X-2}^{I_X+2} \sum_{i_y=I_Y-2}^{I_Y+2} \sum_{i_z=1}^{N_z} I_i s_i(i_x, i_y, i_z) \quad (2.3.15)$$

ここに、 I_X, I_Y は沈下を計算するメッシュの*X, Y*座標であり、 $s(i)$ は座標*i*=(I_X, I_Y)のメッシュの表面沈下量である。また、 $s_i(i_x, i_y, i_z)$ は各ブロックの圧密沈下量、 $N_z(i)$ は各平面メッシュ*i*の深さ方向のブロック数である。上式によって隣接したメッシュ間で、沈下をいわば配分しあうことによりメッシュ間の沈下量の相関性が高まり、表面の沈下差として表れる不同沈下量は減少する。

2.3.3 コンクリート版内応力の算定

a) 改良型2次元平板FEM解析モデル

コンクリート舗装版内に発生する応力については、西澤らによる2次元平板FEM[16]を拡張し、航空機の輪荷重による応力、および不同沈下によって生じる版の自重応力を算定後、版上下面の温度差によって生じるそり拘束応力を加算する手法を採用する[18]。改良平板FEMでは、初期条件として不同沈下形状を入力し、その部分の路盤の作用はないと考え路盤反力係数を0にしておく。この際、コンクリート版の剛体運動を考慮し、1枚のコンクリート版ごとの路盤との接触点を計算する。そこに自重や航空機の荷重が作用して変形が沈下量を上回ると再びコンクリート版が路盤と接触し路盤の反力が働くようになる。このような変形後の接触点を確認しながら力学的な平衡状態を繰り返し計算によって求めていく。ここで、自重応力の算定においては、既往の研究[5]よりコンクリートのクリープによる影響を考慮して50%に低減し

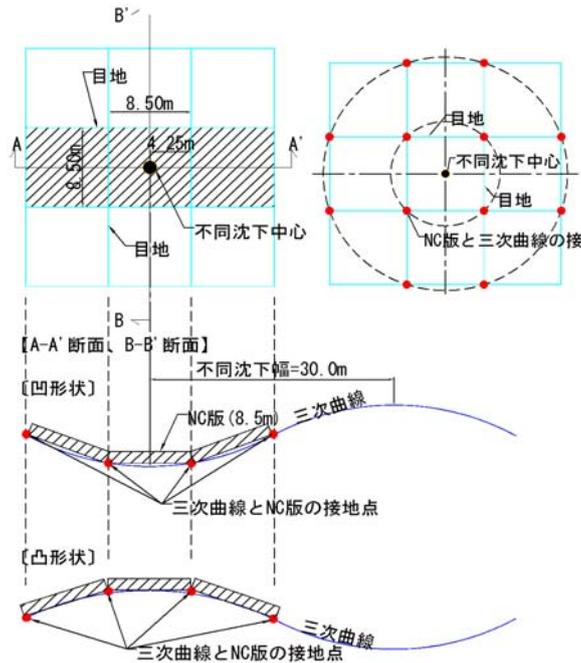


図-2.6 解析モデルと不同沈下形状の模式図

ている。図-2.6に解析モデル図を示す。本研究においては、1枚が $8.5 \times 8.5\text{m}$ の連続する9枚のNC舗装版下に、不同沈下が発生し、版の目地位置を折点として各版が沈下形状に追従するようにモデル化を行った。基本的な考え方はコンクリート版のそり変形を考慮するものと同じであり、そり変形の代わりに不同沈下形状を与え、コンクリート版と路盤との接触状態を調べながら節点の路盤ばね係数を調整して繰り返し計算を行うアルゴリズムを採用している。図-2.7は自重のみが作用した場合の計算結果(変形状態)の例である。この例では、不同沈下にコンクリート版が追従することを確認するために、荷重伝達なしとして、自重のみで変形する様子を解析した。不同沈下形状に合わせてコンクリート版が剛体変形していることがわかる。

b) 感度分析結果

NCコンクリート舗装は各版の間にダウエルバーを設置することによって、版どうしの荷重伝達を行う構造形式である。このため解析に当っては版どうしの荷重伝達機構を適切に評価することが重要となる。図-2.7においては、モデル化した9枚の版どうしの荷重伝達が0として自重のみでコンクリート版が不同沈下に追従する結果を示したが、本検討においては版どうしの荷重伝達効果を見込み、せん断バネ係数、曲げバネ係数、ねじりバネ係数で示される3つのバネモデルおよびコンクリートの支持力係数によって表現している[17]。感度分析結果よりせん断バネ係数が支配的なパラメータとなることを確認した。

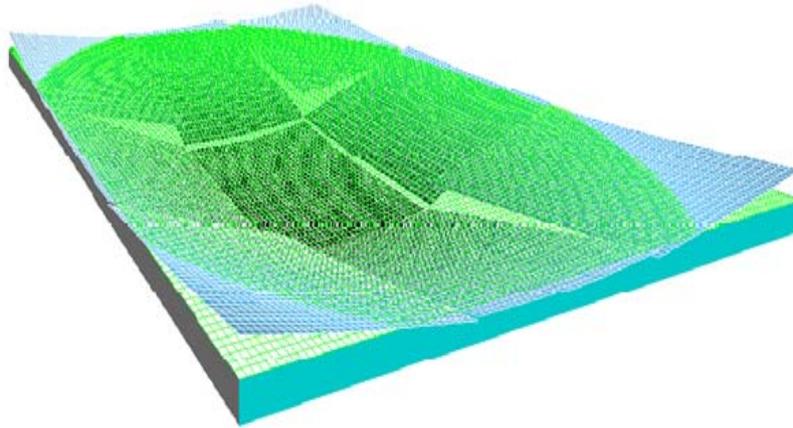


図-2.7 不同沈下を考慮した平板FEM解析結果例

図-2.8は式(2.3.16)を用いてせん断バネ係数と荷重伝達率の関係を整理したものである。目地部の荷重伝達率は文献[19]を参考に健全と評価される85%以上と設定し、その時のせん断バネ係数($\cong 5.0 \times 10^3 \text{kgf/cm}^2 = 500 \text{MPa}$)を設計値として設定した。なお、感度分析結果を表-2.3に示すが、設計値の荷重伝達率は89.3%であり、これは文献[21]より、「FAA法で用いられている縁部載荷応力の75%応力は、荷重伝達率88~89%に相当する」ことと、概ね一致する。

$$\log k_s = a - 0.27 \left(\frac{10^3}{l K_B} \right) \quad (2.3.16)$$

$$l = \left[\sqrt[4]{\frac{E_c h^3}{12(1 - \mu^2) K_B}} \right]$$

$$E_{ff} < 80\% \text{ のとき } a = 1.775 + 0.025 E_{ff}$$

$$E_{ff} > 80\% \text{ のとき } a = 17.9 - 0.378 E_{ff} + 0.00252 E_{ff}^2$$

$$E_{ff} = \frac{d_2}{(d_1 + d_2)/2} \times 100\%$$

ここに、

k_s : バネ係数, K_B : 路盤支持力係数, l : 剛比半径, E_{ff} : 荷重伝達率, d_1, d_2 : 目地をはさんだ載荷側と比載荷側の版のたわみ

また、曲げバネ係数およびねじりバネ係数による荷重伝達率への影響は小さく、解析定数による影響が無視できると考え、それぞれ $0(kN/m)$ とした。

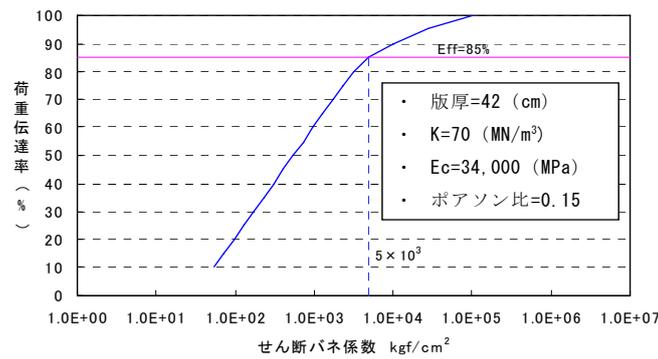


図-2.8 せん断バネ係数と荷重伝達率の関係

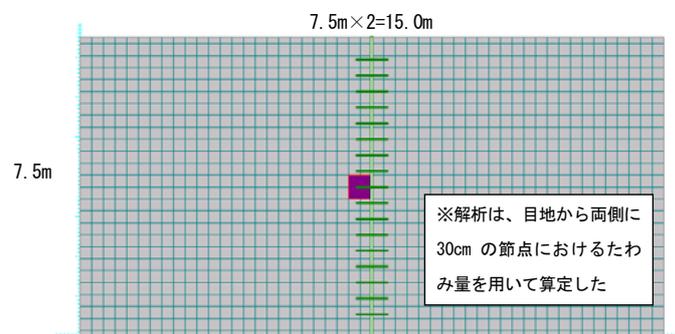


図-2.9 感度分析モデル

一方、コンクリート支持力係数については文献[21]から、目地幅が 1cm を越えるとはほぼ一定値になると報告されており、曲げバネ係数同様、感度分析による荷重伝達率への影響を把握した上で設定した。上記文献から $4,000(\text{MPa})$ と仮定し、感度分析結果から荷重伝達率への影響が小さいことがわかったため、上記の値を設計値とした。

図-2.9に感度分析モデルを、表-2.3に結果一覧を示す。

以上を踏まえ本研究で用いた2次元平板FEM解析に関する設計定数を表-2.4に示す。

c) 温度応力

コンクリート舗装の設計において、版上下面の温度差によって生じる温度応力が疲労度へ及ぼす影響は大きい。本研究で使用する改良平板FEMにおいては版上下面の温度差を直接インプットとしてモデル内に入力しそり拘束応力を算定することも可能であるが、既往の研究[5]より、コンクリートのクリープの影響を考慮し自重応力を50%に低減する方法を採用したため、温度応力を別途算定し加算することとした。ここで、コンクリート版は日照、風、降雨といった自然環境の作用を受けるので、乾燥収縮や温度変化に伴う体積変化が生ずることになる。ところが、コンクリート版自体の重量や路盤との間の摩擦力等が原因でそ

表-2.3 感度分析結果
 曲げバネ係数= $0kN/m$, コンクリート支持力係数= $4,000MPa$

せん断バネ係数	50	100	500	1,000	2,000	4,000
d_1	5.44E-02	5.10E-02	4.51E-02	4.43E-02	4.39E-02	4.43E-03
d_2	2.66E-02	3.11E-02	3.64E-02	3.80E-02	3.87E-02	3.90E-03
E_{ff}	65.7	75.7	89.3	92.3	93.6	93.7

せん断バネ係数= $500MPa$, コンクリート支持力係数= $4,000MPa$

曲げバネ係数	50	100	500	1,000	2,000	4,000
d_1	4.51E-02	4.53E-02	4.55E-02	4.59E-02	4.62E-02	4.63E-03
d_2	3.64E-02	3.66E-02	3.68E-02	3.72E-02	3.74E-02	3.75E-03
E_{ff}	89.3	89.4	89.5	89.5	89.4	89.5

せん断バネ係数= $500MPa$, 曲げバネ係数= $0kN/m$

コンクリート支持力係数	1,000	2,000	4,000	8,000		
d_1	4.65E-02	4.67E-02	4.51E-02	4.51E-02		
d_2	3.76E-02	3.77E-02	3.64E-02	3.64E-02		
E_{ff}	89.5	89.4	89.3	89.3		

りが拘束されて、コンクリート版には応力が発生する。環境作用によりコンクリート版に発生する応力には、主として、長期温度応力、収縮応力、日温度応力が考えられるが、コンクリート舗装版の設計においては「日温度変化によって生じる拘束応力」の影響が支配的となることから、現行の設計法では「版上下面の温度差によって生じる拘束応力による温度応力を「そり拘束応力」として評価している。この温度応力式についてはこれまでに種々の研究がなされているが、岩間の提案式[22]が一般に用いられてきた。しかしながら、本研究においては版厚の厚い空港コンクリートの特徴を考慮し、版中央部における温度応力式として、式(2.3.17)に示す坪川らによる提案式[23]を採用することとした。同式はコンクリート版に発生する温度応力を軸方向成分、曲げ成分、内部応力成分に分割した際に、内部応力成分が曲げ成分を打ち消す効果を考慮している。

$$\sigma_t = 0.53 \frac{E_c \alpha d}{2(1-\nu)} \quad (2.3.17)$$

ここに、 σ_t は温度応力(MPa)、 E_c はコンクリートの弾性係数(34,000MPa)、 ν はポアソン比(=0.15)、 α はコンクリートの温度膨張係数(=1×10⁻⁵/°C)、 d はコンクリート版の上下面の温度差(°C)であり、 d は舗装設計便覧[3]に準じて-9°Cから19°Cの間で表2.5に示す確率分布に従うものとする。このコンクリート版上下面の温度差の発生頻度が後述する累積疲労度の算定に大きく影響している。

2.3.4 信頼度の設定と累積疲労度の算定

設計に適用する信頼性については、1)疲労破壊輪数や舗装計画交通量に対して信頼度に応じた係数を適用する方法[5]・[10]、2)地盤・材料の強度などに信頼度に応じた係数を適用する方法[11]・[12]が提案されている。また、求められるサービスレベルの水準により、信頼度を設定することが必要となろう[4]。本研

表-2.4 FEM解析定数

定数一覧	設定値	単位	備考
コンクリート版			
目地間隔	850	cm	
弾性係数	34,000	MPa	舗装設計要領
ポアソン比	0.15		
路盤支持力 (K 値)	70	MN/m ³	
単位体積重量	0.0024	MN/m ³	舗装設計要領
熱膨張係数	1 × 10 ⁻⁶	1/°C	舗装設計要領
目地			
せん断バネ係数	500	MPa	
曲げバネ係数	0	kN/m	
ねじりバネ係数	0	kN/m	
ダウエルバー			
弾性係数	205,940	MPa	コンクリート標準示方書
ポアソン比	0.30		コンクリート標準示方書
直径	4.2	cm	舗装設計要領
長さ	80.0	cm	舗装設計要領
コンクリート支持力係数	4,000	MPa	
目地幅	1.0	cm	舗装設計要領
間隔	40.0	cm	舗装設計要領

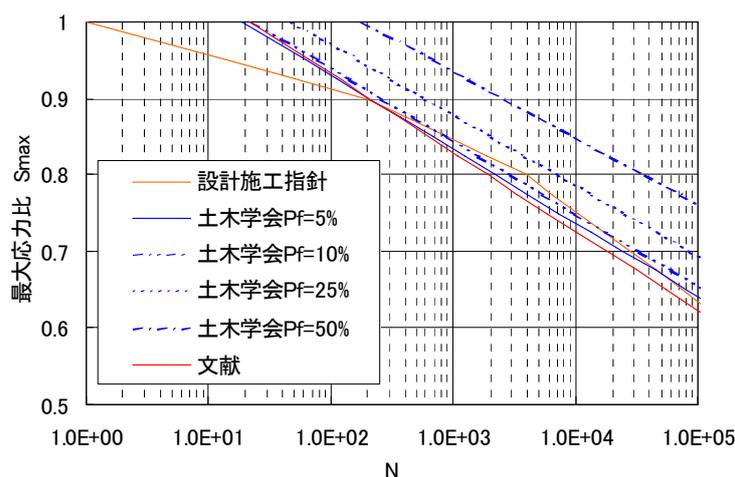


図-2.10 コンクリートの破壊基準

究においてはコンクリート材料の疲労強度に着目し、適切な破壊曲線を設定することで信頼性を確保する方針とした。小梁川ら [12] は、コンクリート材料の疲労破壊試験より求められる破壊確率 30% の破壊基準を用いて設計した舗装が、疲労度 1.0 となったときに 30% 破壊すると報告している。本研究においては空港コンクリート舗装を対象としており、コンクリート舗装の疲労耐久性が損なわれ、サービス水準が低下した場合に、施設を長時間にわたり閉鎖して大規模補修を実施することは多大な経済損失を招く恐れがある。そこで、道路コンクリート舗装より得られた知見に比べ、より高い信頼性を確保することを目的として、式 (2.3.18) に示される破壊確率 5% の破壊曲線を設定し、疲労度 1.0 となったときに 100% 破壊すると仮定し、疲労度設計を行うこととした。

表-2.5 温度差の出現頻度

温度差 (°C)	版厚 (cm)		
	25	28	30
19(18~19.9)	0.000	0.000	0.000
17(16~17.9)	0.000	0.000	0.000
15(14~15.9)	0.002	0.004	0.007
13(12~13.9)	0.016	0.021	0.025
11(10~11.9)	0.037	0.045	0.053
9(8~9.9)	0.085	0.080	0.080
7(6~7.9)	0.110	0.110	0.115
5(4~5.9)	0.155	0.150	0.140
3(2~3.9)	0.205	0.210	0.210
1(0~1.9)	0.390	0.380	0.370
-1(-0.1~-2.0)	0.600	0.530	0.480
-3(-2.1~-4.0)	0.335	0.360	0.380
-5(-4.1~-6.0)	0.063	0.100	0.120
-7(-6.1~-8.0)	0.002	0.010	0.020
-9(-8.1~-10.0)	0.000	0.000	0.000

$$N = 10^{(\alpha - SL)/\beta} \quad (2.3.18)$$

$$\alpha = 1.111364 + 0.00165P_f$$

$$\beta = 0.09722 - 0.00021P_f$$

ここに、 SL は応力レベル（合成応力/設計基準曲げ強度）、 N は合成応力に対する許容繰返し回数、 P_f は破壊確率(%)である。ただし、この破壊確率は、コンクリートの材料としての疲労破壊確率であり、コンクリート舗装版の疲労破壊確率ではないことに十分に留意しておく必要がある。参考として、図-2.10に破壊確率 P_f を5~50%に変化させた破壊曲線を示す。

コンクリート舗装版の疲労破壊に関しては、コンクリート舗装版に作用する多様な繰返し合成応力を総合的に評価することが必要となる。前述したように、空港コンクリート舗装の疲労度解析においては、1) 航空機の輪荷重により発生する応力、2) コンクリート版の自重により発生する応力、3) 版上下面の温度差によって生じるそり拘束応力を考慮する必要がある。いま、コンクリート舗装の疲労度解析のため、舗装版を図-2.11に示すように1辺25cmとする微小メッシュに細分化し、FEM解析により輪荷重および自重による応力を算定する。同図では、版中央部の■部分に航空機が載荷した場合を例示している。そこで、同図中における点 (j, κ) における疲労度を計算するために、縦軸 $\kappa = 1$ 上に航空機4輪荷重の前輪2輪の中心が位置し、横軸方向に $p = -6$ から $p = +6$ の範囲内で航空機荷重位置が確率分布すると考える。航空機荷重の横断方向確率分布はパスカバレッジ率として図-2.12に示す確率分布に従うものとする。

航空機荷重が横軸位置 p に作用する場合に、FEM解析より得られた点 (j, κ) における応力度 $\sigma_L(p, j, \kappa)$ と、温度応力式から算定した上下面温度差 $d^\circ\text{C}$ における温度応力 $\sigma_d(j, \kappa, d)$ を加えることにより、温度差

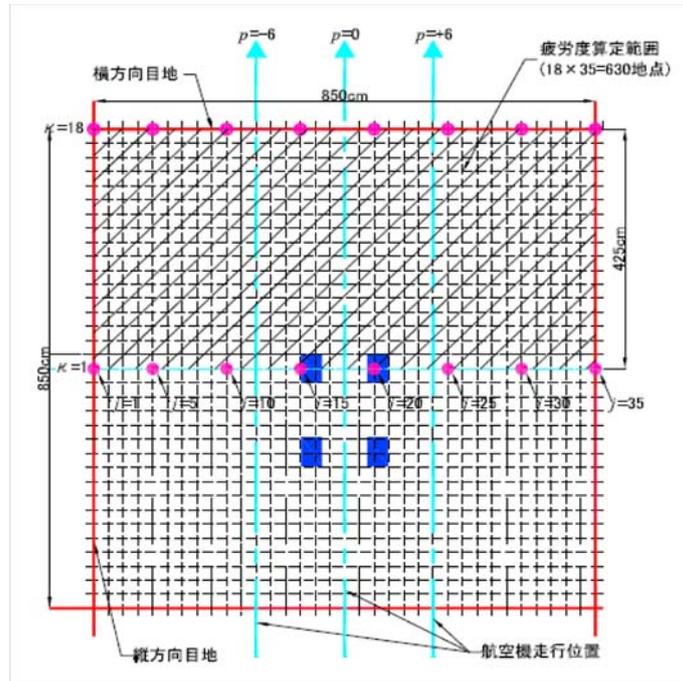


図-2.11 2次元平板FEMメッシュ図

が d , 航空機荷重点が p の時に, 点 (j, κ) に作用する合成応力 $\sigma_b(d, p, j, \kappa)$ が求まる. この合成応力をコンクリートの設計基準曲げ強度で除することにより, 式(2.3.18)で用いる応力レベル SL を求めることができる. その上で, 破壊確率曲線(2.3.18)を用いて, 破壊確率5%に対応する許容繰返し回数を求めた結果を $N(d, p, j, \kappa)$ と表そう. この時, マイナー則を用いて, 同図中の斜線範囲内におけるメッシュ点 (j, κ) での疲労度を

$$FD(j, \kappa) = \sum_{d=-9}^{19} \sum_{p=-6}^{6} \frac{n(d, p)}{N(d, p, j, \kappa)} \quad (2.3.19)$$

と定義する. ここに, $FD(j, \kappa)$ は点 (j, κ) の疲労度を, $n(d, p)$ は, 温度差 d の場合に, 点 p を通過する交通量を表し,

$$n(d, p) = nair(d) \times \int_{s(p-0.5)}^{s(p+0.5)} \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{x^2}{2\sigma^2}} dx \quad (2.3.20)$$

と表せる. ただし, $nair(d)$ は, 上下面温度差 $d^\circ\text{C}$ のときの交通量で, 上下面温度差 $d^\circ\text{C}$ の発生頻度に設計交通量を乗じたもの, s はFEM解析における載荷位置のインターバルであり, 図-2.11に示す微小メッシュの1辺に相当する. この時, 点 (j, κ) の疲労度が

$$FD(j, \kappa)\gamma \geq 1 \quad (2.3.21)$$

を満足するとき, 疲労破壊は発生すると考える. γ は安全率であるが, 以下では $\gamma = 1$ を想定する.

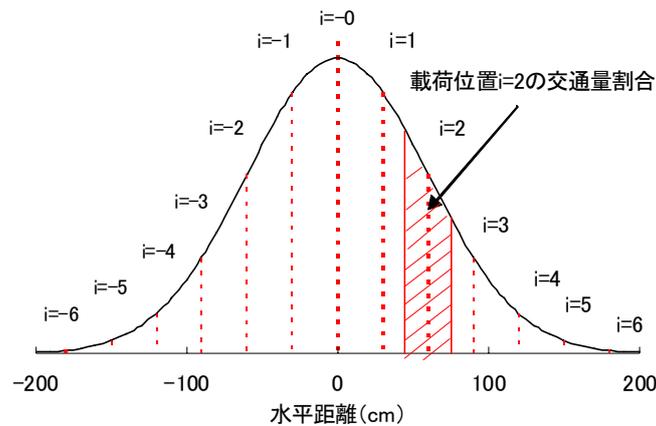


図-2.12 航空機の横断方向走行分布と交通量の算定方法

健全度	区分	ひび割れ度 (cm/m ²)
1	A	1.1未満
2	B1	1.1～4.4
3	B2	4.4～7.8
4	B3	7.8～11.1
5	C	11.1以上

注) 空港舗装補修要領(案)[24]においては、A:補修の必要なし、B:早いうちの補修が望ましい、C:できるだけ早急に補修の必要があるという3段階のレーティングによって管理しているが、本研究においては、上記Bランクを更に3段階に等分し、5段階のレーティング指標とした。

2.3.5 ひびわれ度解析

コンクリート舗装の疲労破壊基準は、式(2.3.21)で与えられる。本研究では、図-2.11に示すような微小メッシュの中で、疲労度が1を越えているメッシュに関しては、ひび割れが発生するポテンシャルがあると評価することとした。しかし、コンクリート舗装の疲労により、どのようなひび割れが発生するかを予測することは極めて困難である。そこで、本研究ではコンクリートの疲労破壊によるひびわれが構造的ひびわれであるとの観点からコンクリート版1枚の全エリアの疲労度が1.0を超えた場合に、版を縦横に横切る貫通クラックが発生するものと仮定した[25]。以上の考え方に基づいて、コンクリート舗装の劣化過程を、ひび割れ度 (cm/m²)

$$\text{ひび割れ度} = \frac{2 \times L \times (S_r/S)}{A} \quad (2.3.22)$$

を用いて診断することとした。ただし、 L は舗装版の目地間隔 (cm)、 S_r は疲労破壊基準を満足しない微小メッシュ面積 (m²)、 S はコンクリート版1枚の面積 (m²)、 A は検討対象面積である。その上で、空港舗装補修要領(案)[24]に準拠して、式(2.3.22)で評価されるひび割れ度を用いて、表-2.6に示すような管理水準を設けることとした。

2.4 適用事例

2.4.1 適用事例の概要

本研究では、臨海部空港であるH空港を適用事例としてとりあげる。同空港では、年間概ね3万回程度の近距離国際旅客定期便の就航と深夜早朝時間帯を利用した年間概ね2万回程度の国際貨物便の就航とを目的とし、エプロンを含む基本施設の他、航空保安施設、付帯施設、構内道路・駐車場および緑地の設計、施工から維持管理までをPFI事業により実施するものである。当事業においては、設計供用期間として50年が定められており、空港としての使用性、構造物の安全性、工事の確実性に加え、施設の合理的な維持管理が基本施設に求められている。中でも、エプロン部は、航空機が駐機するエリアであり、高い耐流動性および耐油性が求められることからコンクリート舗装が適用されている。また、同エプロンは、軟弱地盤上に位置しており、地盤の不同沈下によるコンクリート舗装の疲労劣化が問題となる。そこで、本適用事例においては維持補修計画の目標計画期間として25.5年を設定し、H空港におけるエプロン部に位置する $825m \times 400m$ の範囲をとりあげる。特に本適用事例で対象とするエプロンエリアには、これまでの沖合い展開で発生した浚渫残土が仮置きされた場所があり、当該場所とそうでない場所との境界位置において不同沈下が生じる懸念が想定された。そこで、エプロン部の圧密沈下の検討に際しては一辺が $25.5m \times 25.5m$ の平面メッシュを基本単位とした。本適用事例においてはこの地盤の平面メッシュ数は $33 \times 16 = 528$ 個である。また2次元FEMの解析にあたっては、さらに平面メッシュを一辺が $8.5m \times 8.5m$ のコンクリート舗装版9枚でモデル化し、解析メッシュとして $25cm \times 25cm$ の微小メッシュを適用した。疲労度設計法によるコンクリート舗装版の版厚設計については設計供用期間50年に渡って舗装の要求性能の一つである荷重支持性能とりわけ疲労耐久性を十分に確保するとともに、適切な維持管理計画の策定が求められている。特に目標計画期間である25.5年間においては施設の閉鎖を伴う大規模補修の期間および範囲に制約が設けられており、上記疲労耐久性の確保が重要となる。また、将来的な運用に自由度を持たせるために本適用事例で取り上げたエプロン範囲全域に渡って交通量条件は同一にすると条件が設定されている。そこで交通量の設定については累積疲労度に最も支配的となる航空機の離陸時荷重を使用することとし、目標計画期間に渡って各平面メッシュの累積疲労度がどのように経年変化するかを捉えることで、ひびわれ発生ポテンシャルを推定し、ひびわれ度を用いて健全度を診断することとした。表-2.7に本適用事例で用いた設計対象航空機と荷重諸元を、表-2.8に機材別年間設計交通量を示す。

2.4.2 検討結果

2.3.2で示した改良型2次元平板FEM解析モデルを用いてコンクリート舗装版に生じる応力度を算定しよう。3次曲線でモデル化された不同沈下量は0,1,2cmの3種類について、パラメトリックに変化させ解析を実施する。つまり図-2.6に示した9枚版モデルの中央版直下に生じる不同沈下量が不同沈下幅30mのと

表-2.7 設計対象航空機と荷重諸元

航空機の種類		A380クラス		Jクラス	Lクラス	Mクラス
		ボディギア	ウイングギア	B747-400	B777-200ER	B767-300ER
脚荷重 (kN)	離陸	1,572	1,048	910	1,368	829
	着陸	1,084	723	657	893	664
輪荷重 (kN)	離陸	262	262	228	228	207
	着陸	181	181	164	149	166
接地圧 (N/cm ²)		150.04	150.04	137.98	150.04	137.88
接地面積 (cm ²)	離陸	1,747	1,747	1,649	1,520	1,503
	着陸	1,204	1,204	1,191	992	1,204
接地幅 (cm)	離陸	34.7	34.7	33.7	32.4	32.2
	着陸	28.8	28.8	28.6	26.1	28.8
接地長 (cm)	離陸	50.4	50.4	48.9	47.0	46.7
	着陸	41.8	41.8	41.6	38.0	41.8
接地半径 (cm)	離陸	23.6	23.6	22.9	22.0	21.9
	着陸	19.6	19.6	19.5	17.8	19.6

表-2.8 機材別年間設計交通量

カテゴリー	国際線該当機材	荷重区分	年間離陸回数
A380 クラス	A380-800	離陸荷重	3,000
Jクラス	B747-400	離陸荷重	6,000
Lクラス	B777-200ER	離陸荷重	3,750
Mクラス	B767-300ER	離陸荷重	12,250
計			25,000

き、0,1,2cmの検討ケースを考える。解析に当ってはまず上記3種類の不同沈下量に対し自重による発生応力を算定し、コンクリートのクリープの影響を考慮して50%に低減する。その状態から表-2.7に示した4機種5荷重の航空機荷重を載荷し、航空機荷重による発生応力を算定する。ここで、4機種はそれぞれ機材の大きさも異なることから航空機のノーズ中心位置すなわち走向中心線を同一にした場合にボディギアもしくはウイングギアの脚位置は微妙にずれることになる。そこで、解析に当ってはB474-400の脚位置がコンクリート版中央部に位置するものと仮定し、残りの3機種4荷重については航空機走向中心線を同一としたときのそれぞれの位置に荷重を載荷することとした。図-2.13に4機種5荷重の脚配置モデル図を示している。

上記航空機荷重およびクリープの影響を考慮した自重応力にそり拘束応力を加算し、得られた応力を σ_b としよう。 σ_b はコンクリート版上下面の温度差 d によってそり拘束応力が異なるため、それを明示的に示すために、改めて $\sigma_b(d)$ としよう。また、上下面の温度差 d の発生頻度は舗装設計便覧[3]に従うため、航空機の交通量が規定されれば温度差 d の発生回数は発生頻度に交通量を乗じて求められる。一方、発生応力 $\sigma_b(d)$ をコンクリートの曲げ強度で除し、破壊基準曲線から温度差 d での許容繰返し回数が求められるため、温度差 d の発生回数をこの許容繰返し回数で除したものが疲労度となり、各温度差における疲労度を累積し累積疲労度が求められる。目標設計期間に渡って十分な疲労耐久性を確保する版厚を検討するために、本適用事例においては版厚を45cm, 47cm, 49cmとして検討を行った。版厚のパラメータを45cm~49cmに設定したのは表(2.4.1)に相当する不同沈下を考慮しない現行設計法によれば版厚が45cmとなり、また

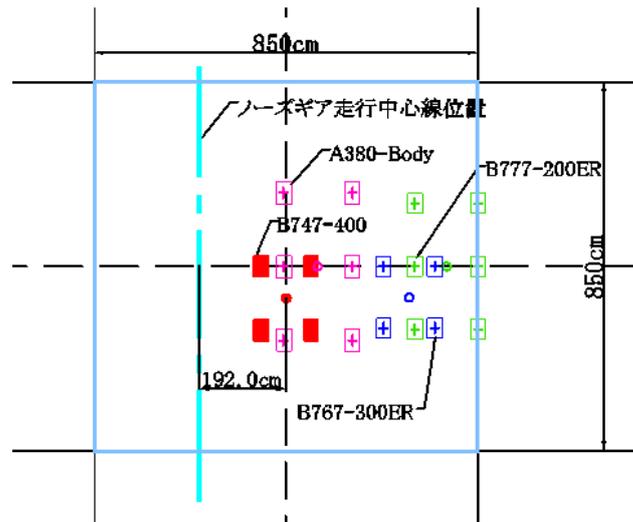


図-2.13 航空機の脚配置図

無筋コンクリート舗装版として50cmの版厚を超えれば、温度応力の影響が大きくなりひびわれ発生の危険性が増すからである。つまり疲労度設計の結果50cmよりも版厚が大きくなった場合は無筋コンクリート以外の舗装構造を選択する必要がある。以上の流れよりH空港を対象とし2次元平板FEM解析によりコンクリート舗装版に発生する応力および不同沈下量が0, 1, 2cmの場合の累積疲労度を版厚45cm, 47cm, 49cmの3ケースについて算定した。

一例として、図-2.14に版厚47cm, 不同沈下量1cmの場合の航空機荷重およびクリープの影響を考慮した自重による発生応力結果を示す。縦軸はコンクリートに発生する曲げ応力を示しており、横軸は図-2.12におけるFEMメッシュ節点 $j = 1 \sim 35$ における測点を示している。本検討事例においてはコンクリート舗装版の目地間隔を8.5mとしたため、横軸の値は0~8.5(m)である。B474-400の脚中心が版中央部に配置されるように検討したため、他機材の脚荷重による応力の発生位置はすべて右側にシフトしている。つまりB474-400のボディーギア間隔が4機種の中で最も狭く、B777-200ERのボディーギア間隔が最も広いことが分かる。またコンクリート版に発生する応力についてみれば超大型旅客機A380-800による発生応力が最も大きく車輪直下でピークとなり $2.84(N/mm^2)$ の値を示している。温度応力による最大発生応力は $\theta = 15^\circ C$ のとき $1.59(N/mm^2)$ であることから $\sigma_b(d) = 2.84 + 1.59 = 4.43 < 5.0(N/mm^2)$ となり、不同沈下量1.0(cm)のとき版厚47(cm)では静的には破壊しないことが分かる。また、図-2.15に版厚47cm, 不同沈下量2cmの場合の累積疲労度を示す。縦軸は累積疲労度であり横軸は図-2.11と同様にFEMメッシュ節点 $j = 1 \sim 35$ における測点を示している。累積疲労度については明らかにA380-800およびB474-400の航空機荷重が支配的となっておりこの2機種による累積疲労度を重ね合わせたような分布を示している。同図においては版中央部（端部から425cmの位置）において累積疲労度は最大となっており9.67となつて

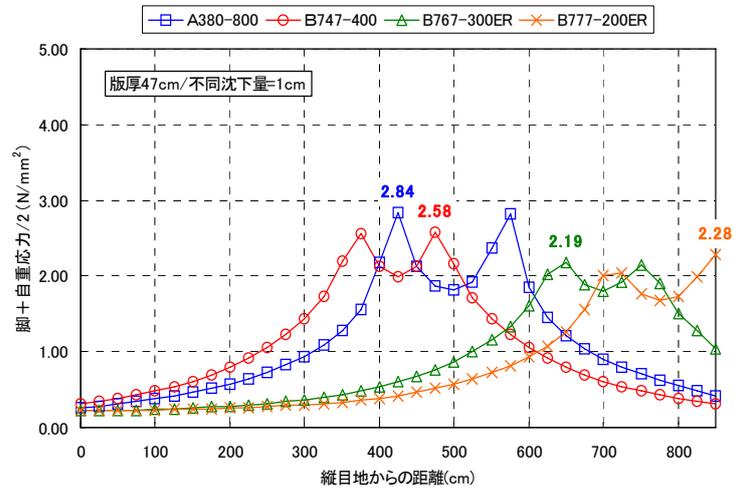


図-2.14 航空機荷重および自重50%によるコンクリート舗装版の発生応力 (版厚47cm, 不同沈下量1cm)

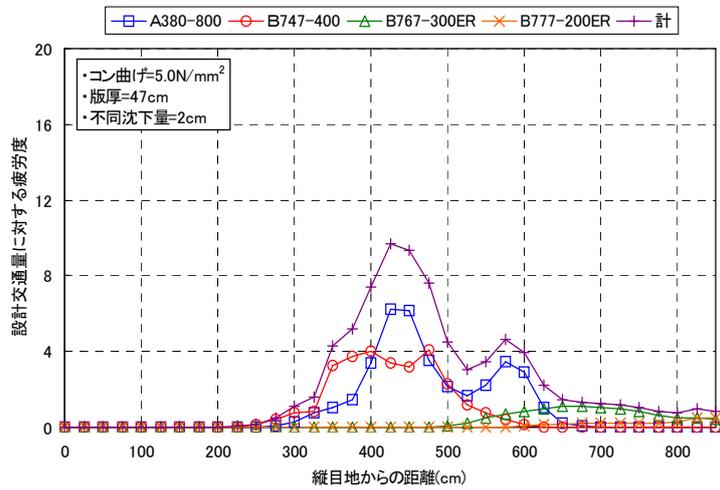


図-2.15 累積疲労度 (版厚47cm, 不同沈下量2cm)

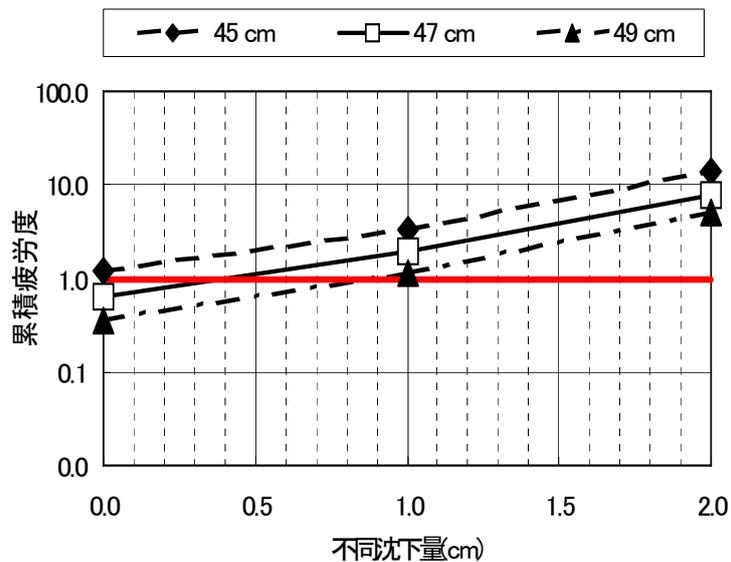


図-2.16 不同沈下量と累積疲労度との関係

いる。

以上の検討結果より不同沈下量と累積疲労度との関係を版厚毎にまとめたものが図-2.16である。同図においては目標設計期間に対応する航空機交通量の繰返し荷重がコンクリート舗装版上に作用すると仮定した場合、疲労度1.0を横切るラインと各版厚における不同沈下量が許容不同沈下量として求められる。すなわち許容不同沈下量以上の沈下量が発生しているエリアにおいては目標設計期間中に疲労度が1.0を上回り、ひび割れ発生のパテンシャルが増加する。本検討事例の場合、版厚45cmでは不同沈下量が0cmであっても目標設計期間にわたる航空機交通量が繰返しコンクリート舗装版に載荷されれば疲労度が1.0を超過してしまう。つまり版厚45cmでは対象とするエプロンエリア全域において目標設計期間中にひび割れ発生の可能性が極めて高くなることを示している。そこで版厚47cmおよび49cmの結果より疲労度が1.0となる許容不同沈下量はそれぞれ0.4cmおよび0.9cmであることから、対象とするエプロンエリアにおける不同沈下量の程度によってどの程度のメッシュエリアでひび割れ発生のパテンシャルが高いかが判定されることになる。

また同様に交通量と累積疲労度との関係を図-2.17に示す。横軸は表-2.8で規定される交通量を50年間想定した場合を100%とし、不同沈下量0,1,2cmの場合の結果を示している。同図より交通量と累積疲労度との関係は不同沈下量の大きさに関わらず線形比例関係にあることが分かる。つまり不同沈下量が一定であればコンクリート版に生じる累積疲労度は経年的に正比例していくことが分かる。しかしながら、不同沈下量と累積疲労度との関係についてみれば、50%交通量において不同沈下量1cmおよび2cmにおける累積疲労度はそれぞれ2.1, 9.5であり、不同沈下量が2倍になれば累積疲労度は4.5倍になっていることが

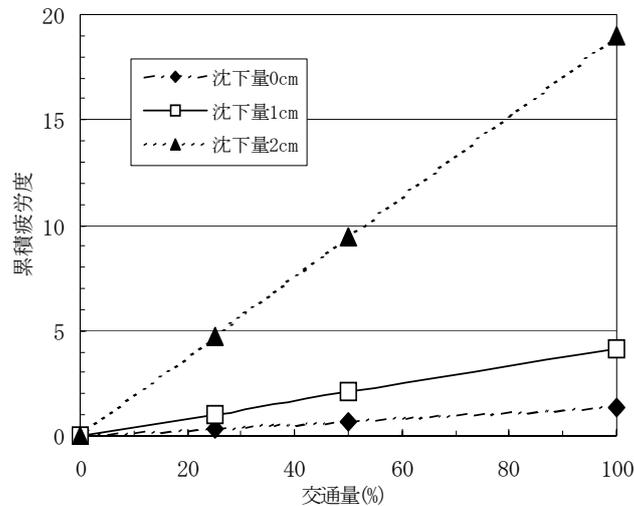


図-2.17 交通量と累積疲労度との関係

分かる。すなわち交通量による増加に比べ不同沈下量の増加が累積疲労度に及ぼす影響の方が大きいことが分かる。

2.4.3 ひび割れ発生予測と設計パフォーマンスカーブ

H空港のコンクリート舗装マネジメントを対象として本適用事例に対して地盤の不同沈下シミュレーションを実施した。圧密沈下の検討に際しては、一辺が $25m \times 25m$ の正方形メッシュを基本単位とし、上記エプロン範囲を平面メッシュエリアに分割した。また、対象となる圧密沈下層については、 $GL - 7m$ 付近から $GL - 25m$ 付近に存在する沖積粘性土層および $GL - 25m$ 付近から $GL - 60m$ 付近に存在する洪積粘性土層を対象とし、1次元圧密理論に基づいて検討を実施した。前述した土田モデルにおけるモンテカルロシミュレーションにおいてはメッシュ相互の相関を考慮しているが、本検討事例においては、水平方向相関距離を $b = 100m$ とし、また、鉛直方向については $4 \sim 5m$ に相関があることから、鉛直方向のメッシュ区分については同一土層であっても概ね $4m$ 毎に区分し、メッシュ分割を行った。解析にあたっては対象エリアにおいて実施した17本のボーリングデータおよび圧密試験結果より、沖積粘性土層および洪積粘性土層を深度方向に、それぞれ $A_c1 \sim A_c6$ 層、 $D_c1 \sim D_c4$ 層の合計10層に区分し、土質定数を整理した。一方、盛土造成による載荷荷重については、各平面メッシュ $i (= 1, \dots, 528)$ におけるメッシュ中心位置における現地盤高さを設定したのち、路床、下層路盤、上層路盤の各整正時期およびエプロン舗装の舗設時期を各平面メッシュ毎に整理し、施工時期を想定した解析ステップを考慮している。具体的には対象全エリアにおいて路床の整正が終了する15ヶ月後までに生じる圧密沈下量については地盤の勾配修正が可能であることから、最終沈下量から差し引くこととした。表-2.9に、本検討事例に使用した不同沈下シミュレーショ

表-2.9 不同沈下シミュレーション用土質定数

	$C_c(\text{kN/m}^2)$		e_0		$p_c(\text{kN/m}^2)$		$c_v(\text{cm}^2/\text{day})$		
	期待値	標準偏差	期待値	標準偏差	期待値	変動係数	期待値	$\log c_v$	$\log c_v$ 標準偏差
A_{c1} 層	0.45	0.07	1.34	0.17	70	0.36	993	-4.26	0.29
A_{c2} 層	0.41	0.06	1.21	0.11	59	0.33	1025	-4.15	0.09
A_{c3} 層	0.73	0.11	1.84	0.22	95	0.49	759	-4.40	0.33
A_{c4} 層	0.87	0.08	2.09	0.15	90	0.39	787	-4.32	0.23
A_{c5} 層	0.74	0.21	1.91	0.39	99	0.44	1103	-4.20	0.26
A_{c6} 層	0.31	0.12	1.17	0.22	139	0.08	3435	-3.63	0.09
D_{c1} 層	0.44	0.13	1.32	0.30	174	0.71	1680	-3.95	0.14
D_{c2} 層	0.57	0.16	1.54	0.27	144	0.67	1945	-4.01	0.34
D_{c3} 層	0.66	0.12	1.58	0.19	135	0.66	1000	-4.27	0.29
D_{c4} 層	0.70	0.25	1.64	0.67	186	0.65	1002	-4.23	1.66

注) $A_{c1} - A_{c6}$ については、沖積粘性土層をボーリング結果および室内圧密試験結果より得られた土質性状の区分から深度方向に6層に分類し、上層より下層に向けてナンバリングを行った。同様に、 $D_{c1} - D_{c4}$ についても、洪積粘性土層の土質性状の区分により、上層より下層に向けてナンバリングした結果を表す。

表-2.10 試行回数が計算結果に及ぼす影響

試行回数	20回	50回
平均沈下量 (cm)	23.6	23.7
平均不同沈下率の期待値	0.16	0.16
最大不同沈下率の期待値	0.70	0.71

ン用土質定数を示す。不同沈下シミュレーションは表-2.1に示した確率分布から各ブロックの土質定数をランダムに発生させる。また、1次元圧密理論に基づくため圧密開始から任意の時点での沈下量サンプルを発生させることが可能である。本適用事例においては維持管理における点検頻度の観点から圧密現象がほぼ収束する10年までは1年毎に、それ以降目標設計期間が終了する25年までは2~5年を目処にシミュレーションを実施した。

解析に先立って、モンテカルロシミュレーションの試行回数を表-2.10に示すように、20回と50回の2通り設定した。両者の平均沈下量、平均不同沈下量の期待値と最大不同沈下量の期待値を比較して、試行回数が解析結果に及ぼす影響が少ないことを確認した上で、最終的に試行回数を20回と決定した。ここで、平均不同沈下率とは、全沈下量の平均値に対する不同沈下量の比であり、最大不同沈下率とは、全沈下量の平均値に対する最大不同沈下量の比を表す。H空港を対象とした不同沈下シミュレーション結果の1例を図-2.18に示す。同図は対象とするエプロン地区825m×400mの範囲について、供用開始から10年後の不同沈下シミュレーション20回のうちの1回の試行結果を示したものである。同図の1メッシュが前述したとおり25m×25mの地盤の平面メッシュ範囲を示している。メッシュ番号*i* = 437と*i* = 438に着目してみよう。メッシュ番号*i* = 437はこれまでに浚渫残土が仮置きされていた場所、*i* = 438はそうでない場所である。また隣り合うメッシュ位置であることから、両メッシュ位置においては地盤の層構成および造成盛土高さに大きな差はない。さらに、不同沈下シミュレーションにおいては前述した通りメッシュ間の相互作用を3次的に考慮するため、モンテカルロシミュレーションを実施しても隣り合うメッシュ間で極

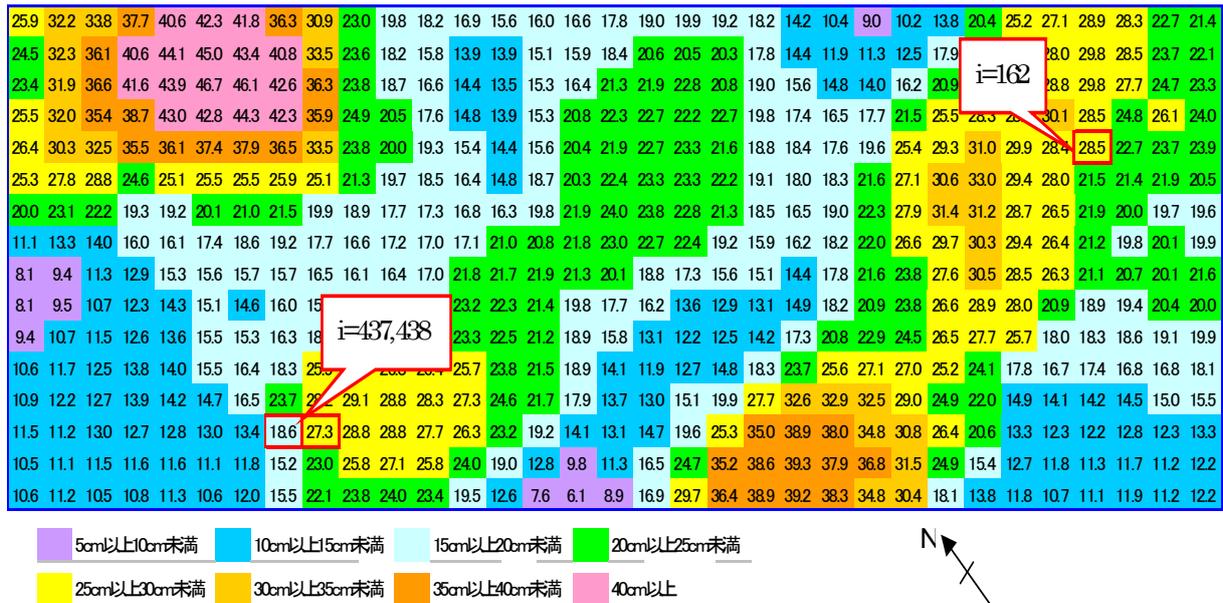


図-2.18 対象エリアにおける不同沈下シミュレーション結果例

端に大きな沈下量の差が生じることはない。しかしながらそれぞれの圧密沈下量は18.6cmおよび27.3cmと8.7cmもの沈下量差が生じており、浚渫残土が仮置きされた場所においては地盤の圧密沈下に対してプレロード力として作用したため、空港造成盛土による荷重よりも前に圧密が促進された結果であることが分かる。言い換えれば前述したとおり、浚渫残土が仮置きされた位置とそうでない位置との境界部分において、大きな不同沈下が発生しているのがわかる。

一方、隣り合う4つのメッシュの沈下形状に着目してみると図-2.19に示したように、4つの連続するメッシュ中心位置での沈下量が、極値を1つだけ持つ3次曲線、極値を2つ持つ3次曲線として近似できる場合がある。当然ながら隣り合う沈下量差すなわち不同沈下量が同じであっても極値を2つ持つ3次曲線の場合の方が舗装版に発生する応力が厳しくなる。そこで対象とする平面メッシュに対して、それに隣接する平面メッシュを含む4つのメッシュの曲率半径を十字方向に4方向算定し、ひび割れ発生予測を実施した。図-2.18に示す検討結果例においては、メッシュ番号 $i = 162$ において最小曲率半径 $R_{(i=162)} = 2586m$ が得られた。

図-2.20に各地盤メッシュにおける経年的なひびわれ度経年変化を示す。同図は該当する年度において、20回の不同沈下シミュレーションのそれぞれに対し求められるひびわれ度の平均値を算定した経年図である。このひびわれ度の経年変化図を設計パフォーマンスカーブと呼ぶこととしよう。各ひびわれ度経時曲線は、不同沈下の発生部位、年度、計画交通量により規定される。本適用事例における設計パフォーマンスカーブの一例を取り上げよう。各経時曲線は、土田モデル[13]による不同沈下シミュレーションにおいて、 $25 \times 25m$ を1エリアとした場合の各エリアのひびわれ度の経年変化を表している。つまり各メッシュエリアに存在するコンクリート舗装が設計的にどのように劣化していくかを示している。本適用事例にお

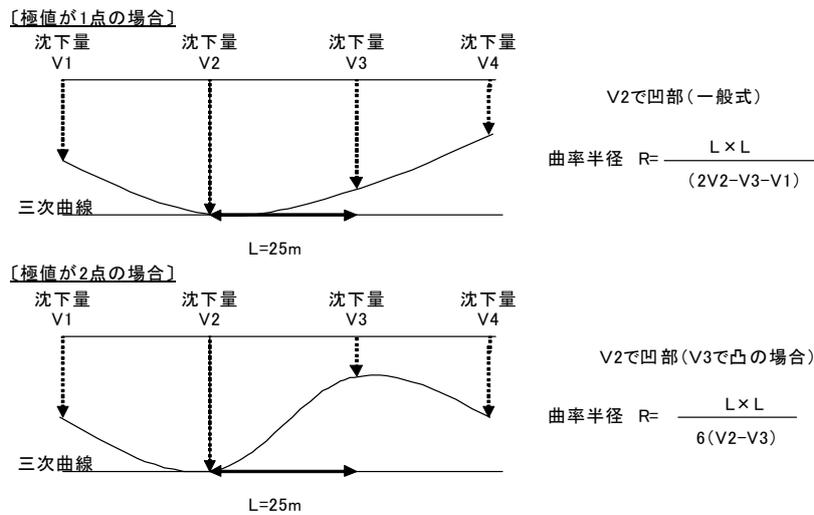


図-2.19 不同沈下形状と曲率半径の関係

いては、目標設計年数の間に、ひびわれ度がCランクとならないように版厚設計を行うため、図-2.20におけるカーブBのみが目標設計年数(25年後)にCランクとなっている。また、カーブAのように、早期に劣化するものの、その後は緩やかに劣化が進行するパターンと20年後から急激に劣化が進行するカーブBのパターンが特異的だが、全体的には、経年的に劣化の進行が進んでいく様子がわかる。これは図-2.17に示した交通量と累積疲労度との関係に示したように、交通量の増加に比べ、不同沈下量の増加が累積疲労度へ及ぼす影響が原因であることが分かる。つまり、局部的に不同沈下量が大きなエリアが存在する場合、カーブAやカーブBのように、ある年度で急激な累積疲労度の増加を引き起こすこととなる。

しかしながら、空港施設のアセットマネジメントをマクロレベルである戦略レベルとしてとらえるとき、個別の推移パターンよりも平均値もしくは90%信頼上限・下限値等を指標とした方が便利な場合が多い。そこで平均値について見れば、25年後において、全体の50%にあたるコンクリート舗装版の健全度はAランクに位置しており、5%上限値(90%信頼上限値)においてもBランクの中程度であることがわかる。この設計パフォーマンスカーブにより、経年的なひびわれ度の傾向を設計的に予測することができ、維持補修戦略を組み立てる手段として利用することが可能である。そこで、ひびわれ度のレーティング分布を5年毎に整理した結果を表??に示す。また、図-2.21は、25年目におけるひびわれ度のレーティング分布のヒストグラムを示している。表-2.11より、10年後におけるレーティング分布は90%以上がAランクであり20年後まで徐々に減少し、25年後に55%まで低下することがわかる。つまり設計で想定した不同沈下量および交通量に対しては目標設計年数が経過した段階においても半数以上の地盤メッシュエリアにおいてコンクリート舗装版は健全な状態に保たれていると想定される。また25年後においてもB3ランク以下の占める割合は全体の5%以下であり、Cランク予備軍として重点的に管理する戦略等に利用できる。逆に言え

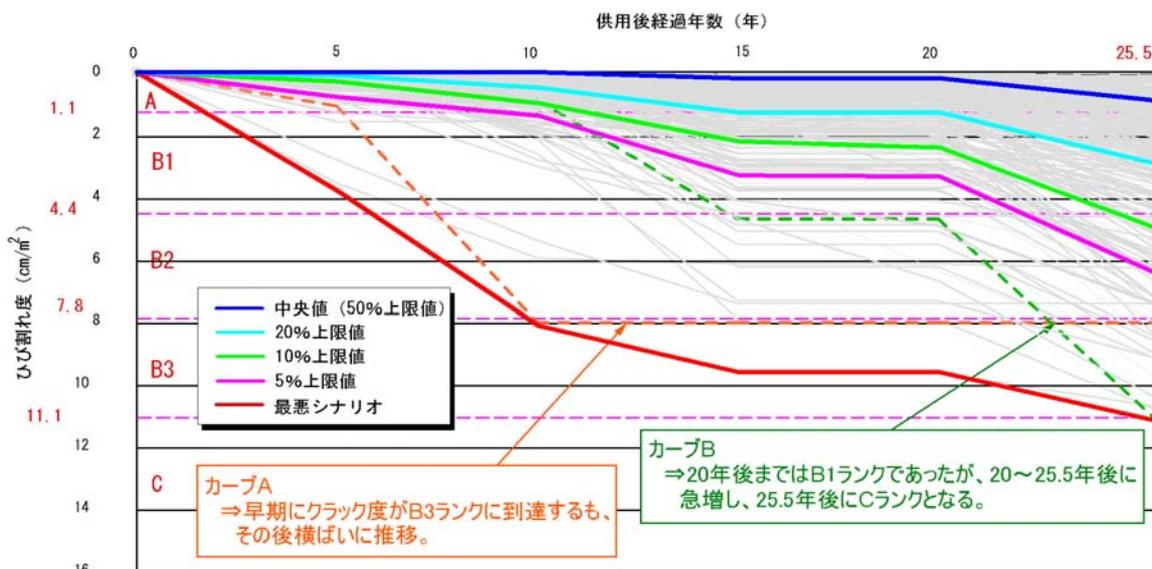


図-2.20 設計パフォーマンスカーブ

表-2.11 ひびわれ度レーティング分布の経年変化

ひびわれ度 (cm/m ²)	累積年度 (年)						
	0	5	10	15	20	25	30
A(1.1未満)	100.0%	98.2%	92.1%	75.0%	80.0%	55.0%	42.5%
B1(1.1以上4.4未満)	0.0%	1.8%	7.2%	22.4%	17.3%	32.7%	36.2%
B2(4.4以上7.0未満)	0.0%	0.0%	0.4%	2.2%	82.6%	9.6%	13.8%
B3(7.0以上11.1未満)	0.0%	0.0%	0.4%	0.4%	0.2%	2.6%	5.9%
C(11.1以上)	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.2%	1.7%

ば、設計段階においては目標とする設計年数が経過した時点でどの程度コンクリート舗装版が劣化しているかを想定してコンクリート舗装版を設計し、維持管理戦略を設定するのである。

2.5 おわりに

本章では、臨海部や埋立空港等での圧密現象による不同沈下が空港コンクリート舗装に及ぼす影響を考慮し、空港コンクリート舗装の劣化・損傷状態を力学的劣化モデルを用いて予測する手法を提案した。具体的には、不同沈下を考慮した1次元圧密沈下モデルを用いて、地盤沈下過程に関するサンプルパスを作成するとともに、改良型2次元平板FEMにより不同沈下を考慮したコンクリート舗装版内の応力状態を算定した。改良型2次元平板FEMモデルにおいては、地盤の不同沈下による自重応力と航空機荷重による応力とを同時に評価できることが特徴である。その後、マイナー則を用いて累積疲労度を算定することで、コンクリート舗装版内のひび割れ発生ポテンシャルを評価した。さらに空港コンクリート舗装のアセットマネジメントを行う上で適用事例を通じて、ひびわれ度のエリア毎の経年変化を表す設計パフォーマンス



図-2.21 ひびわれ度のレーティング分布 (30年目)

カーブを提案し、マクロレベルにおける維持管理戦略への適用性について検討した。しかしながら、この疲労度設計手法を用いた信頼度設計によるコンクリート舗装版の劣化手法には、以下のような課題が残されている。第1に、本章で提案した力学的劣化モデルはいくつかのサブモデルにより構成されており、地盤物性の不確実性、コンクリート材料およびコンクリート舗装版に関する疲労破壊基準の不確実性、施工時のばらつき、設計・施工段階における面的なボーリング調査数量の限界、航空機走向位置のばらつき等のさまざまな不確実性を内包した複雑な力学モデルとなっている。したがって、空港供用開始後に行われるモニタリングを通じて逆解析的に力学モデルを修正し、アセットマネジメントへフィードバックするのは操作性に問題が残るばかりではなく不可能に近い。第2に、上記にも述べたが空港供用開始後は継続的なモニタリング情報を元に、空港コンクリート舗装の劣化・損傷事象を適切にアップデートし、推計精度を向上させるようなモデル化が必要である。第3に、現時点においては、空港コンクリート舗装の劣化事象に関する継続的なデータが蓄積されておらず、上記のモデル化もこのような状況下において機能するモデルでなければならない。第4に、本章で提案した力学的劣化モデル自体も、今後の空港コンクリート舗装のアセットマネジメントにおいて継続的なモニタリングを実施し、モニタリング情報からその有効性を検証する必要がある。様々な不確実性を内包するモデルであっても、1次モデルの信頼性が確保されていることが前提であり、今後は疲労度設計法における疲労破壊基準の評価手法を確立すべきであり、破壊確率の適用性については今後の重要な検討課題の1つである。そこで以下、3章においては臨海部や埋立空港における空港コンクリート舗装のアセットマネジメントにおいて重要となる地盤沈下を力学的モデルによる予測結果を用いて統計的に評価するとともに、継続的なモニタリング情報を用いた地盤沈下予測結果をベイズ更新することにより推計精度を向上させる方法論について述べる。次章で述べるベイズ更新モデル

は力学的モデルをベースにした統計的ベイズ更新モデルであり、力学的モデルと統計的モデルを混合したハイブリッドモデルとなっているのが特徴である。本研究においては、蓄積された継続的な劣化情報がない状況のもとでの劣化予測手法を最終的に提案することが目的であり、次章において、空港コンクリート舗装に劣化・損傷事象に大きな影響を及ぼす地盤不同沈下現象についてのハイブリッドモデルの適用性について検討する。

参考文献

- [1] 八谷好高, 佐藤勝久, 犬飼晴雄: 沈下したプレストレスコンクリート舗装版のリフトアップ工法の開発, 土木学会論文集, No.421号/13, pp145-154, 1990.
- [2] (財) 港湾空港建設技術サービスセンター: 空港舗装構造設計要領 (平成11年4月), 2005.
- [3] (社) 日本道路協会: 舗装設計便覧 平成18年版, 2006.
- [4] 日本道路協会: 舗装設計施工指針 平成18年版, 2006.
- [5] 八谷好高: 空港コンクリート舗装のマネジメントシステムに関する研究, 港湾技研資料 No.698, 1991.2
- [6] Federal Aviation Administration: *Pavement Management System, Advisory Circular, AC No.150/5380-7*, 1988.
- [7] Jie Yuan, J. and Mooney, M.A.: Development of Adaptive Performance Models for the Oklahoma Airfield Pavement Management System, *Transportation Research Record, TRB 2003*, Vol.1853, pp.44-54, 2003.
- [8] 小林潔司: 分権的ライフサイクル費用評価と集計的効率性, 土木学会論文集, No.793/IV-68, pp.59-71, 2005.
- [9] 小林潔司, 上田孝行: インフラストラクチャのマネジメント: 研究展望, 土木学会論文集, No.744/IV-61, pp.15-27, 2003.
- [10] 小梁川雅, 野田悦郎, 伊藤正秀: 供用履歴を受けたコンクリート舗装の疲労特性に関する研究, 舗装工学論文集, 土木学会, Vol.9, pp.149-156, 2004.
- [11] 宮田俊介, 丸山暉彦, 中村健: 信頼性を考慮した舗装設計法に関する研究, 土木学会第57回年次学術講演会, pp.873-874, 2002.
- [12] 竹内康, 小梁川雅, 西澤辰男, 木村慎: 路盤の経年変化がコンクリート舗装の疲労破壊に及ぼす影響, 舗装工学論文集, 土木学会, Vol.3, pp.93-100, 1998.
- [13] 土田孝, 小野憲司: 数値シミュレーションによる不同沈下の予測とその空港舗装設計への適用, 港湾技術研究所報告, 第27巻 第4号, pp123-200, 1988
- [14] 奥村樹郎, 土田孝: 土質定数のばらつきを考慮した不同沈下の推定, 港湾技術研究所報告, 第20巻3号, pp131-168, 1981.

- [15] 森脇武夫：実務のための圧密沈下予測とその対策技術，圧密現象とその理論的な取り扱い（その1；一次元圧密），土と基礎，Vol.54, No.11, pp.39-54, 2006.
- [16] 西澤辰男，松野三朗：コンクリート舗装の構造解析における有限要素法の適用性について，土木学会論文報告集 第338号，pp207-215, 1983
- [17] 西澤他：FEM解析に基づくコンクリート舗装版横目地のそり応力式，土木学会論文集 NO.532/V-30, pp89-96, 1996.2
- [18] 下村泰造，西澤辰男，吉永清人，福岡知久：疲労度設計法を用いた空港コンクリート舗装の維持管理手法の検討，土木学会舗装工学論文集，第12巻，pp.211-218, 2007.
- [19] 八谷他：200kN荷重のFWDによる空港コンクリート舗装の非破壊構造評価，土木学会舗装工学論文集 第4巻，1999.12
- [20] 福手勤，佐藤勝久，八谷好高，山崎英男：路面性状による空港舗装の供用性評価，港湾技術研究所資料，NO.414, 1982.3
- [21] 福手他：コンクリート舗装の目地部における荷重伝達機能，港湾技術研究所報告第21巻，第2号，1982.6
- [22] 岩間滋：コンクリート舗装の構造設計に関する実験的研究，土木学会論文集，第111号，pp.16-46, 1964.
- [23] 坪川将丈，水上純一，江崎徹，八谷好高：空港コンクリート舗装の温度応力に関する研究，国土技術政策総合研究所資料，No.341, 2006.
- [24] 国土交通省航空局：空港舗装補修要領(案)，1999.
- [25] 運輸省第二港湾建設局監修，財団法人沿岸開発技術研究センター，東京国際空港沖合展開事業技術総録，第2編第9部第4章，2000.3

第3章

ハイブリッド型地盤沈下モデル

3.1 はじめに

前章で述べたように、空港コンクリート舗装の劣化・損傷状態を考えると、わが国における空港立地条件が大いに影響していることは明白である。特に空港コンクリート舗装の疲労耐久性に及ぼす影響は繰返し荷重に比べ、不同沈下量の影響が顕著であった。また一方で、地盤沈下の影響はコンクリート舗装の勾配にも影響を及ぼし、空港の使用性および供用性の観点から空港コンクリート舗装の勾配規定を損なわないようにすることも重要である。このような状況を踏まえ、空港コンクリート舗装を維持管理していく際には、地盤沈下とりわけ不同沈下の進行を適切に評価する必要があることは言うまでもない。万一、地盤沈下の進行により、空港舗装の勾配に関する性能規定が満足されない場合や不同沈下により疲労耐久性が損なわれた場合、コンクリート舗装の大規模補修が必要となる。本章においては、空港舗装のアセットマネジメント戦略を決定する上で、将来に発生する地盤沈下を予測することに重点を置き、広範囲に渡る空港コンクリート舗装エリアの地盤沈下を予測する手法について述べる。

従来より、軟弱地盤を対象として、圧密理論を用いた地盤沈下予測モデルが開発されている[1]~[5]。しかし、現実の地盤条件には多くの不確実性が介在するために、地盤沈下過程を確定的に予測することは極めて困難である。このため、地盤条件を表す土質定数を確率変数として取り扱い、不同沈下を考慮した1次元圧密モデルを用いて地盤沈下過程を確率的に予測する方法[5]が提案されている。これらの確率的地盤沈下モデルでは、土質定数を乱数発生させるとともに、土質定数の組み合わせに対して地盤沈下過程に関するサンプルパスを発生することになる。

空港建設後、地盤沈下を継続的にモニタリングすることにより、地盤沈下過程の予測精度を向上させることが可能となる。本章では、統計的な地盤沈下モデル（混合地盤沈下モデルと呼ぶ）を圧密理論を用いて求めたサンプルパスの荷重和として表現する。その上で、モニタリング情報を用いて、サンプルパスに割り当てられた重み係数を逐次ベイズ更新するようなハイブリッド型地盤沈下モデルを提案する。混合地盤沈下モデルの推計精度は、サンプルパスの発生方法やその推計精度に依存している。したがって、混合地盤沈下モデルの推計精度を議論する場合、ベイズ更新の根拠となったサンプルパスの発生方法や現象再

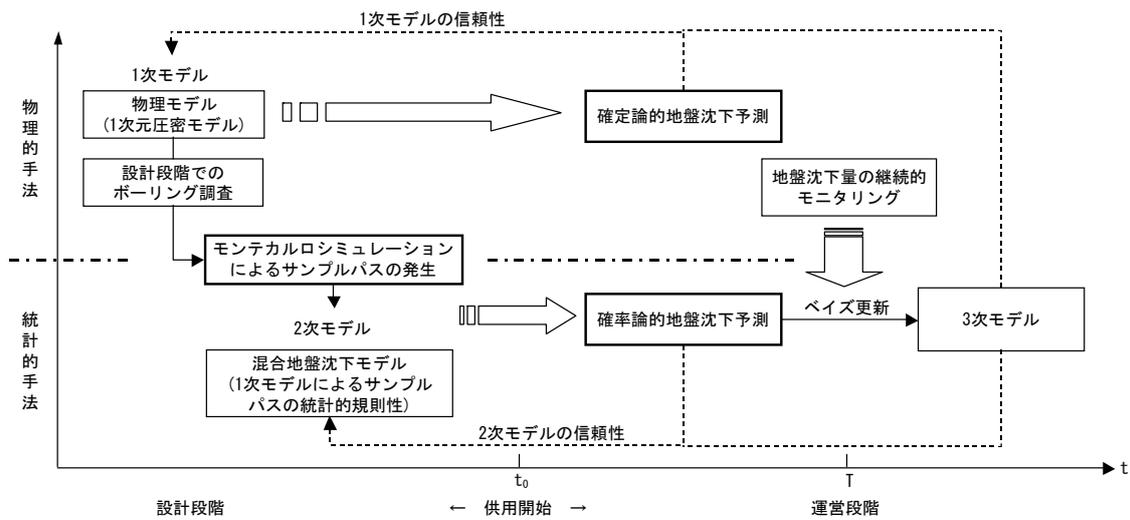


図-3.1 ハイブリッド型地盤沈下モデルの構成

現性に関する検証が必要となる。以下、**3.2**では本研究の基本的な考え方を整理し、**3.3**で、地盤沈下1次モデルから地盤沈下量のサンプルパスを生成する。**3.4**では、地盤沈下1次モデルによって発生させたサンプルパスを元に地盤沈下2次モデルを作成する。**3.5**では、2次モデルのベイズ更新とベイズ予測の方法について説明する。**3.6**では、適用事例について考察する。

3.2 本研究の基本的立場

3.2.1 従来の研究概要

空港舗装のアセットマネジメントに関しては、米国において既にも実績があり、オクラホマ空港におけるコンクリート舗装を対象とした舗装マネジメントシステム[6]やFAA（Federal Aviation Administration）が提案している舗装マネジメントシステム[7]等の事例が存在することは前章までに述べた。両事例とも、経年的に蓄積された、十分な空港舗装の劣化データを元に、空港舗装の劣化状態を表すPCI（Pavement Condition Index）を用いた劣化曲線を最小二乗法を用いて推計する手法を採用しているが、劣化過程には多大な不確実性が介在するために、劣化曲線の推計精度は必ずしも良好ではない。一方、劣化過程の不確実性を考慮した統計的劣化モデルとして、マルコフ連鎖モデルがあげられる。マルコフ連鎖モデルでは、対象とする施設の健全度を、複数の離散的なレーティング指標で表現し、健全度間の推移確率をマルコフ推移確率で表現する。さらに、マルコフ推移確率を、多段階指数ハザードモデルを用いて推計する方法[8]~[11]も提案されている。しかし、統計的劣化モデルは、モデルを推計するために対象とする施設の劣化過程に関するデータの蓄積が必要となる。

アメリカ合衆国で開発された空港舗装マネジメントシステムは、いずれも舗装地盤の安定性を前提とし

て開発されたものである。しかし、わが国では、空港が人工島もしくは海岸埋立地に立地している場合が少なくない。このような海上空港の維持管理においては、空港地盤の沈下が重大な影響を及ぼすことになる。したがって、空港舗装マネジメントにおいては、地盤沈下量の予測を考慮した維持補修政策の検討が必要となる。空港地盤の沈下過程を予測するために、圧密理論を用いた地盤沈下モデルが提案されている。しかし、地盤条件には多大な不確実性が介在するため、地盤沈下過程を確定的に予測することは困難である。また、初期施工状態のちらばりや材料物性値の持つばらつき等、地盤沈下モデルで記述できない要因や、モデルの信頼性等による不確実性も介在する。このため、現実に生じた地盤沈下状態が、地盤沈下モデルにより推計された設計値と一致する保証はない。

本章では、まず空港コンクリート舗装の初期設計段階を想定し、圧密理論に基づいた地盤沈下モデル[5]を用いて、地盤沈下過程の経年的予測を試みる。しかし、近年、建設が増加している海上空港においては、地盤条件の不確実性が介在するため、地盤パラメータをランダムに与えることにより、舗装劣化過程のサンプルパスを発生させる手法を採用する。その上で、サンプルパスの背後にある統計的な規則性を、混合地盤沈下モデルを用いて表現する。つぎに、空港供用後の期間に着目するとともに、空港コンクリート舗装の維持・管理過程で得られた地盤沈下情報に基づいて、混合地盤沈下モデルをベイズ更新させるという方法論を提案する。このように、本研究で提案する地盤沈下モデルは、力学的予測モデルと統計的予測モデルを合成したハイブリッド型モデルである。このようなハイブリッド型地盤沈下モデルに関する研究は、筆者の知る限り、本研究がはじめての試みである。

3.2.2 ハイブリッド型地盤沈下モデル

対象とする期間を、空港が供用される時点より以前の期間と、供用開始後の期間に分割し、前者を設計段階、後者を運営段階と定義しよう。設計段階においては、空港地盤の沈下過程に関するモニタリング情報は、存在していない。したがって、設計段階では、1次モデル（圧密理論を用いた地盤沈下モデル）を用いて、メッシュごとの地盤沈下量の経年予測を行うことが課題となる。空港管理者は、設計段階で必要なボーリング調査を実施し、地盤条件に関するデータを獲得する。ボーリング調査により獲得するデータは、地盤条件に関する部分情報であり、完全情報ではない。このため、地盤沈下過程を確定的には予測できない。したがって、設計段階では、地盤沈下に関する複数のシナリオを設定するとともに、各メッシュの地盤沈下過程に関するサンプルパスを獲得する。その上で、サンプル情報に基づいて、地盤沈下過程の統計的規則性を2次モデルを用いて表現する。2次モデルにより、劣化過程の確率的な分布を表現することが可能となる。つぎに、運用段階を考えよう。空港の供用開始時点から、空港管理者は、各メッシュの地盤沈下量を継続的にモニタリングする。空港管理者は、地盤沈下量に関するモニタリング情報に基づいて、2次モデルをベイズ更新し、3次モデルを作成する。以上の3つのサブモデルの関係を図-3.1に整理している。同図に示すように、本研究で提案する地盤沈下予測モデルは、1) 圧密理論に基づいて、地盤

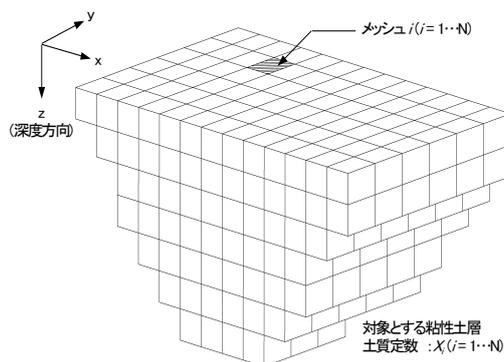


図-3.2 地盤のモデル化（再掲）

沈下過程のサンプルパスを発生する1次モデル，2）1次モデルで生成したサンプルパスの統計的規則性を表現する混合地盤沈下モデル（2次モデル），3）時間の経過にしたがって獲得される新しいモニタリング情報を用いて2次モデルをベイズ更新する3次モデル，で構成される複合的な予測モデル（以下，ハイブリッド型地盤沈下モデルと呼ぶ）になっている．このようなハイブリッド型地盤沈下モデルの有効性を検討するために，以下では，まず1次モデルと2次モデルが果たす役割について検討する．

本章では，空港地盤の沈下過程を，地盤の不同沈下過程を考慮した確率的1次元圧密モデル（1次モデル）を用いて表現する．そのために，対象とする空港地盤を平面メッシュに分割するとともに，各平面メッシュに対して垂直方向にもメッシュ分割した3次元地盤モデルを用いる（図-3.2参照（再掲））．1次モデルを用いることにより，各平面メッシュごとに，地盤沈下量の経年的変化を予測することができる．しかし，地盤条件には多くの不確実性が介在する．このため，地盤条件をランダムに変化させた1次元圧密モデルを用いて，多数の地盤沈下シナリオを発生させることとする．乱数発生により各3次元メッシュの地盤条件を確定する．このように各メッシュの地盤条件を設定すれば，1次モデルを用いて各平面メッシュの経年的な地盤沈下過程を予測することができる．このようにして求めた地盤沈下過程は，乱数発生により求めた地盤条件シナリオに対して求めた沈下過程の1つのサンプル（以下，サンプルパスと呼ぶ）を意味している．

地盤条件シナリオをランダム発生させることにより，それぞれ平面メッシュごとに複数のサンプルパスを求めることができる．空港舗装の設計や維持補修計画を立案するためには，1次モデルを用いて作成した膨大なサンプルパスの情報を集約化することが必要である．もっとも簡単な方法は，1次モデルで求めたサンプルパスを平均化した期待値パスを用いる方法である．期待値パスは簡便であるが，1次モデルで求めた膨大な情報を，十分に活用できていないという限界がある．そこで，本研究では1次モデルで求めたサンプルパスに対して重み係数を割り当て，地盤沈下過程をサンプルパスの荷重平均で表現したような混合地盤沈下モデル（2次モデル）を定式化する．設計段階では，現実の地盤沈下過程を観測できない

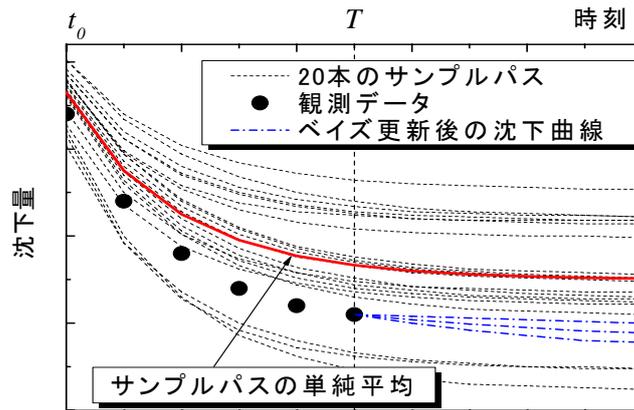


図-3.3 混合地盤沈下モデルのベイズ更新

め、2次モデルを統計的に推計することは不可能である。したがって、各サンプルパスの確かさに関する理論的・経験的な追加情報が存在しなければ、各サンプルパスに対する重みを等しく取り扱わざるを得ない。すなわち、地盤沈下過程は、サンプルパスを平均化した期待値パスとして定義される。しかし、空港が供用された後は、地盤沈下過程に関するモニタリング情報が獲得できる。モニタリング情報を活用し、2次モデルを逐次ベイズ更新し、地盤沈下過程の予測精度を向上することが課題となる。

3.2.3 ベイズ更新スキーム

空港舗装マネジメントにおいては、地盤沈下過程を継続的にモニタリングし、設計段階で予測した地盤沈下過程を再評価し、必要であれば維持補修戦略の見直しを図ることが求められる。いま、図-3.3に示すように、空港供用時点 t_0 から一定期間が経過し、現時点 T に到達したと考える。設計段階では、確率1次元圧密モデルを用いて、地盤沈下過程を予測する。図中の破線は、ある平面メッシュをとりあげ、メッシュの地盤沈下量の経年変化を予測した結果を示している。図中には土質定数を変化させた20個の計算シナリオに対して求めた地盤沈下過程のサンプルパスを示している。さらに、図中の太い赤線は、これらのサンプルパスの単純平均により求めた期待値パスを示している。空港供用開始後、各メッシュの地盤沈下過程のモニタリングを継続したと考える。同図には、供用開始時点 t_0 から、現時点 T に至るまでに観測された地盤沈下量を●印でプロットしている。同図の設定では、プロットされた地盤沈下量の実測値は、太線で示された期待値パスよりも下方に位置させている。現実の地盤沈下プロセスにおいてもこのようなケースは十分に想定され、その沈下のスピードは期待値パスよりも速くなる。すなわち、期待値パスを用いた場合には現実の沈下速度を過小評価する可能性があり、期待値パスのみで舗装マネジメントを実施することには限界がある。

混合地盤沈下モデルは、サンプルパスに対して重み係数を割り当て、サンプルパスの荷重平均を求める

ことによって獲得できる。さらに、期待値パスは、図に示した20個のサンプルパスに等しい重みをつけて、サンプルパスの単純平均を求めた結果である。しかし、モニタリング情報に基づけば、混合地盤沈下モデルを構成する場合、現実のモニタリング結果に近いサンプルパスに対してより大きい重みをつけたほうが、より合理的な予測結果を獲得できる。さらに、重みベクトルがある事前分布に従って分布すると考えよう。初期時点においては、地盤沈下に関するモニタリング情報は利用可能でない。したがって、すべてのサンプルパスに対して、等しい重みが割り当てられる。しかし、モニタリング情報が獲得できれば、地盤沈下量の観測値に近いサンプルパスに対して、より大きい重みが割り当てられるようになる。その結果、重み係数の分布範囲をより狭い範囲に限定することが可能となる。図-3.3には、現在時点 T までのモニタリング情報を用いてベイズ更新した混合地盤沈下モデルを用いて、現在時点 T 以降の地盤沈下過程を予測したサンプルパスを青い1点鎖線で示している。1次モデルで求めたサンプルパスの散らばりと比較して、ベイズ更新後のサンプルパスは狭い範囲に収束しており、混合地盤沈下モデルの予測精度が向上していることが理解できる。

3.2.4 混合地盤沈下モデルの推計精度

混合地盤沈下モデルは、1次モデルによる予測結果に基づいて統計的に再構成したものである。このように作成した混合地盤沈下モデルの推計精度は、1) サンプルパスを発生した1次モデルの信頼性、2) 2次モデルが1次モデルのデータ発生メカニズムを十分な精度で近似しているかどうか依存している。本研究では、前者を1次モデルの信頼性問題、後者を2次モデルの信頼性問題と呼ぶこととする。

空港舗装マネジメントでは、地盤沈下過程を継続的に観測することにより2次モデルの推計精度の向上を図ることが求められる。しかし、2次モデルをベイズ更新したとしても、それで1次モデルの信頼性問題が解消したわけではないことに留意する必要がある。1次モデルの効用は、地盤沈下現象を力学モデルとして表現できる点にある。地盤沈下予測結果に誤差が発生した場合、それが設計段階に想定していた範囲の中にある誤差であるかどうかを評価することが重要な課題となる。混合地盤沈下モデルの統計的信頼性を分析することにより、ハイブリッド型地盤沈下モデルの予測誤差が、1次モデルが生成したサンプルデータにより想定される予測誤差の範囲の中に納まるかどうかを検討することが可能となる。もちろん、このような統計的信頼性の検討を行っても、それにより1次モデルの信頼性が確認されたわけではない。せいぜいのところ「1次モデルを用いて、地盤沈下現象を近似的に表現できている」という判断情報を獲得したにすぎない。地盤沈下過程の実績が、当初想定した誤差の範囲を逸脱していると判断される場合には、1次モデルの信頼性を疑うべきであり、圧密理論を用いた地盤沈下モデルの再検討が必要となることは言うまでもない。

3.3 地盤沈下モデル（1次モデル）

3.3.1 モデル化の前提条件

空港管理者がカレンダー時刻 t_0 に空港施設を新たに建設し、それ以降の時点にわたって空港コンクリート舗装を管理する問題を考える。カレンダー時刻 t_0 を初期時点 $t = 0$ とする離散的な時間軸 $t = 0, 1, 2, \dots$ を導入する。離散的な時間間隔として、1年間を想定する。離散軸上の各点 t を時点と呼ぶ。時点 t において生じる地盤沈下現象に対して、空港コンクリート舗装を管理する際には、とりわけ地盤の不同沈下現象に着目する必要がある。空港用地は平面的な広がりを持ち、特に海上あるいは、臨海部の空港においては、造成地盤を構成する地盤物性に大きなばらつきが内在していることが指摘されている。そこで、地盤物性のばらつきによる不同沈下量を評価することが空港コンクリート舗装を管理する上で重要になる。地盤物性のばらつきを考慮した不同沈下シミュレーションモデルは、これまでもいくつかの空港における不同沈下予測に利用されている。本研究においても、実務において実績のある土田・小野[5]の不同沈下モデルを用いて、地盤沈下のサンプルパスを作成する。

3.3.2 地盤モデルの構成

2.3.1節で述べた土田・小野による不同沈下モデル[5]（以下、土田モデルと称する）は、軟弱地盤を埋立てた場合のように、圧密沈下が大きく、せん断による沈下を無視しうような地盤を対象とした不同沈下予測モデルである。本モデルの詳細については、参考文献[5]に譲るが、本節では1次モデルからハイブリッドモデルへ至る一連の流れを示すために、再度モンテカルロシミュレーションの基本構成について簡単に説明する。モデル地盤を平面的なメッシュに分割し、それぞれのメッシュごとに独立して沈下が生じると仮定する。また、深度方向における地盤条件の不均一性を考慮するために、鉛直方向に対して図-3.2に示したような地盤メッシュ分割を設定する。その上で、地盤を3次元ブロックを用いてメッシュ分割するとともに、各ブロックにおける土質定数が、ある確率分布に従って分布すると仮定する。その際、ブロック間の土質定数の空間的相関を考慮する。各ブロックの土質定数を確率分布よりランダムにサンプリングする。その上で、平面メッシュにおける地盤沈下量を1次元圧密理論を用いて予測する。沈下量計算においては、以下の5つの仮定を設ける。すなわち、1) 1次元圧密方程式を用い、圧密沈下は各平面メッシュごとに独立に発生する。2) 各3次元ブロックごとに載荷重とそれに対する沈下量を算定し、その重ね合わせにより各平面メッシュの沈下量を求める。3) 最終沈下量の計算に $e - \log p$ 曲線を用いる。4) 平面メッシュごとに深さ方向に多層地盤となるが、圧密度の計算には換算層厚法を用いる。5) 地中応力の計算には、地盤を弾性体としてブシネスクの式を用いる。さらに、モンテカルロシミュレーションにより、対象地盤を構成するブロック内の土質定数をランダムに変化させた計算ケースを設定し、対象地域全体の地盤沈下過程に関するサンプルパスを多数発生する。表-3.1（再掲）は、確率的1次元圧密モデルにおいて

表-3.1 確率的1次元圧密モデルに用いる土質定数（再掲）

圧密係数	c_v	対数正規分布
圧縮指数	C_c	正規分布
圧密降伏応力	p_c	正規分布
初期間隙比	e_0	正規分布

考慮する土質定数と分布関数を示している。

一般的な土層モデルにおいては、地盤内の土質特性は水平方向、鉛直方向ともほぼ連続的に変化していると考えられるが、海上空港などの埋立て地盤においては、埋立て土の土質物性のばらつきは少なくない。このため、各平面メッシュの地盤沈下量の間に差異が生じることにより、地盤の不同沈下が発生する可能性が大きい。土田モデルでは、地盤の水平方向の相関性を、土質定数の空間的自己相関係数

$$\tau_{ij} = \exp(-r_{ij}^2/b^2) \quad (3.3.1)$$

を用いて評価する。ただし、 τ_{ij} ：メッシュ*i, j*間の空間的自己相関係数、 r_{ij} ：メッシュ*i, j*間の距離、 b ：相関距離である。相関距離*b*は、単位距離当たりの空間的自己相関性の強さを表すパラメータであり、 b の値が大きいほど広い範囲において空間的相関が大きいことを意味している。一方鉛直方向には代表地点で実施したボーリング調査結果に基づいて土質定数を設定する。

鉛直方向の地表面からの深さに着目しよう。特に、同一の鉛直方向レベルに属する平面メッシュをとりあげる。対象地盤の一定深度を構成する*N*個の平面メッシュ*i* ($i = 1, \dots, N$)の土質定数を X_i ($i = 1, \dots, N$) で表すこととしよう。このとき、各ブロックの土質定数間の空間的相関構造を表す分散・共分散行列を

$$\mathbf{C}_x = \begin{pmatrix} \text{Var}[X_1] & \cdots & \text{cov}[X_1, X_N] \\ \text{cov}[X_2, X_1] & \cdots & \text{cov}[X_2, X_N] \\ \vdots & & \vdots \\ \text{cov}[X_N, X_1] & \cdots & \text{Var}[X_N] \end{pmatrix} \quad (3.3.2)$$

と定義する。この行列の各要素は空間的自己相関関数 τ_{ij} を用いれば

$$\text{cov}[X_i, X_j] = \sigma^2 \tau_{ij} \quad (3.3.3)$$

と特定化できる。ただし、 $\sigma^2 = \text{Var}[X_i]$ ($i = 1, \dots, N$)は、土質定数の分散を表す。分散・共分散行列(3.3.2)は、正値対称行列であるため対角下半行列 \mathbf{C} を用いてコレスキー分解

$$\mathbf{C}_x = \mathbf{C}\mathbf{C}' \quad (3.3.4)$$

が可能である。ただし、記号 \prime は転置操作を表す。また、対角下半行列 \mathbf{C} は

$$\mathbf{C} = \begin{pmatrix} C_{11} & & & 0 \\ C_{12} & C_{22} & & \\ & \cdot & & \\ & \cdot & & \\ C_{N1} & C_{N2} & \cdots & C_{NN} \end{pmatrix}$$

と表される [5]。ここで、各メッシュの土質定数をランダム発生させるために n 個の正規乱数 $\mathbf{a} = (a_1, \dots, a_N)'$ を発生させよう。ただし、 a_i は平均 0、分散 1 の正規分布 $N(0, 1)$ からサンプルした値である。さらに、各メッシュにおける土質定数 X の期待値ベクトルを $\boldsymbol{\mu}_x = (\mu_x^1, \dots, \mu_x^N)'$ と表そう。この時、正規乱数サンプル \mathbf{a} に対して土質定数サンプルベクトル \mathbf{X} を

$$\mathbf{X} = \boldsymbol{\mu} + \mathbf{C}\mathbf{a}$$

と表すことができる [5]。

3.3.3 地盤沈下サンプルパスの発生

1次元圧密理論を用いて、地盤沈下過程に関するサンプルパスを発生させよう。1次元圧密沈下モデルの詳細に関しては、参考文献 [12] に譲ることとする。ここでは、その内容を簡単に紹介しておく。いま、荷重が一定であると考え、Terzaghi の 1次元線形弾性圧密理論を用いれば、1次元圧密方程式は

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (3.3.5)$$

と表される。ただし、 u は過剰間隙水圧、 c_v は圧密係数、 z は垂直方向の座標軸（地表面において $z = 0$ ）である。粘土層厚を \bar{H} で表そう。境界条件

$$z = 0, t = t \text{ で } u = 0 \quad (3.3.6a)$$

$$z = \bar{H}, t = t \text{ で } \frac{\partial u}{\partial z} = 0 \quad (3.3.6b)$$

と、初期条件

$$t = 0, z = z \text{ で } u = p_z \quad (3.3.7)$$

の下で解く。ただし、 p_z は荷重条件である。この時、圧密方程式 (3.3.5) の解は

$$U_u = \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^{n2}}{\alpha_n} \cos(\alpha_n Z) \exp(-\alpha_n^2 T_v) \quad (3.3.8)$$

と表される。ただし、 $\alpha_n = \pi(2n + 1)/2$ である。また、無次元量 U_u , Z , T_v は、

$$U_u = \frac{u}{p_z}, Z = \frac{z}{\bar{H}}, T_v = \frac{c_v}{\bar{H}^2} t \quad (3.3.9)$$

と表される．ここで，圧密の進行度合いを表す圧密度を，

$$U_u = \frac{s}{s_f} = 1 - \frac{\bar{u}}{p_z} \quad (3.3.10)$$

と定義しよう．ただし， \bar{u} は全層の平均過剰間隙水圧， s は地盤沈下量， s_f は最終沈下量である．式(3.3.8)を用いて，平均過剰間隙水圧を求めれば，

$$U_u = 1 - \sum_{n=0}^{\infty} \frac{2}{\alpha_n^2} \exp(-\alpha_n^2 T_v) \quad (3.3.11)$$

と表すことができる．したがって，初期時刻 t_0 から時間 t が経過した時点の地盤沈下量は

$$s = s_f \left\{ 1 - \sum_{n=0}^{\infty} \frac{2}{\alpha_n^2} \exp\left(-\frac{\alpha_n^2 c_v t}{H^2}\right) \right\} \quad (3.3.12)$$

と表せる．つぎに， $e - \log p$ 法を用いて1次元圧密を表現すれば，1次元圧密での最終圧密沈下量 s_f は

$$s_f = H \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad (3.3.13)$$

と表せる．ただし， H は粘土層厚， e_0 は初期間隙比であり，間隙比の変化 Δe は， C_c は圧縮指数， p_c は圧密降伏応力， Δp は初期間隙比に規定される $e - \log p$ 曲線と載荷荷重によって求められる． $e - \log p$ 曲線では，造成等による載荷荷重の増加により，応力が圧密降伏応力を超過した塑性領域における圧密過程も考慮されている．本研究では， $e - \log p$ 曲線を解析的に取り扱うために奥村，土田による近似式[3]を用いるが，ここでは， $e - \log p$ 曲線を1次式と放物線によって近似しており，近似式の中に圧密降伏応力をパラメータとして用いている．一方，圧密度は圧密係数 c_v に依存する．したがって，これらの土質定数を，表-3.1に示すようにランダムに変化させることにより，種々の地盤沈下曲線を表現することが可能となる．

1次モデルでは，すべての3次元ブロックに対して，表-3.1に示す土質定数を，それぞれ同時にランダム発生させる．このように，すべてのブロックに対して，モンテカルロシミュレーションにより土質定数を発生させた結果を，以下では計算シナリオと呼ぶこととする．いま，計算シナリオを発生したとしよう．その上で，各ブロックごとに，初期時点からの経過時間に対応する地盤沈下量を式(3.3.12)を用いて算定する．さらに，各平面メッシュに対して，それと対応する鉛直方向の地盤ブロックの沈下量を集計することにより，当該の平面メッシュの地盤沈下量を求めることができる．このようにして，計算シナリオのそれぞれに対して，各平面メッシュごとに，初期時点からの経過時間に対応した地盤沈下量を求めることができる．このような初期時点からの経過時間と沈下量との関係を，本研究では地盤沈下過程のサンプルパスと呼ぶ．したがって，計算シナリオのそれぞれに対して，すべての平面メッシュにおけるサンプルパスを発生することが可能となる．

3.4 混合地盤沈下モデル（2次モデル）

3.4.1 2次モデルの目的

1次モデルを用いることにより、各平面メッシュごとに複数個の地盤沈下過程に関するサンプルパスを発生することができる。すなわち、各サンプルパスは、ランダムに発生させた土質定数を与件として、地盤沈下過程をシミュレートした結果を表している。地盤条件には不確実性が介在するために、現実に観測される地盤沈下過程がある特定のサンプルパスに一致する保証はない。本節では、現実の地盤沈下過程を、1次モデルで求めたサンプルパスの荷重和で表現するような混合地盤沈下モデルを用いて表現する。前述したように、期待値パスはすべてのサンプルパスの期待値を求めたものであり、すべてのサンプルパスに等しいウェイトをつけたような混合地盤沈下モデルの特殊事例に他ならない。混合地盤沈下モデル（2次モデル）を用いて、サンプルパスの背後にある確率的構造を表現することが可能である。さらに、2次モデルを作成することにより、1) 空港供用後に観測される地盤沈下量に関するモニタリング情報を用いて、地盤沈下モデルのベイズ更新が容易になる。2) 地盤沈下モデルの予測精度に関する統計的検定が可能になるという利点がある。

3.4.2 混合地盤沈下モデルの定式化

地盤の平面メッシュ番号を $i = 1, \dots, N$ と表そう。さらに、1次モデルで求めたサンプルパス $k = 1, \dots, K$ は、各メッシュの時点 t における地盤沈下量を表現している。平面メッシュ i のサンプルパス k における時点 t ($t = 0, \dots, T$) の地盤沈下量を $f_i(t, k)$ と表そう。混合地盤沈下モデルは1次モデルで発生したサンプルパスの荷重和として定義される。各サンプルパスに割り付けられる重み係数が一意的に決定されるためには混合地盤沈下モデルを構成するサンプルパスが互いに独立でなければならない。ここでは K 個の独立なサンプルが得られたと考えよう。サンプルパスの独立性に関する検討方法については **3.6.3** において説明する。混合地盤沈下モデルはサンプルパスの線形結合

$$y_i^t = \sum_{k=1}^K \omega_i(k) f_i(t, k) + \varepsilon_i \quad (3.4.14)$$

として表現できる。ここに、 $\omega_i(k)$ は、サンプルパス k に対して割り当てられた重みであり、

$$\sum_{k=1}^K \omega_i(k) = 1 \quad (i = 1, \dots, N) \quad (3.4.15)$$

が成立する。ここで、平面メッシュ i の重みベクトルを $\boldsymbol{\omega}_i = (\omega_i(1), \dots, \omega_i(K))$ と表そう。重みベクトル $\boldsymbol{\omega}_i$ は、制約条件 (3.4.15) を満足するような確率変数である。つぎに、 ε_i は、測定誤差を表す確率変数であり、1次元正規分布 $N(0, \sigma_i^2)$ に従うと仮定する。各平面メッシュの確率誤差項の間に空間的な相関関係が存在する可能性がある。しかし、本研究の適用事例では平面メッシュ数が 528 個であり、確率誤差項の空間相関を考慮しようとすれば $528 \times 528 = 268,324$ 次元の分散・共分散行列を考慮する必要があり、計算負荷が

膨大になる．このため，実用上の操作性を確保するため，本研究では混合地盤沈下モデルの確率誤差項の空間相関を考慮しないこととする．混合地盤沈下モデルを行列表記するために，

$$\begin{aligned} \mathbf{y}^t &= (y_1^t, \dots, y_N^t)' \\ \boldsymbol{\omega} &= \begin{pmatrix} \omega_1(1) & \cdots & \omega_1(k) & \cdots & \omega_1(K) \\ \vdots & \ddots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \omega_i(1) & \cdots & \omega_i(k) & \cdots & \omega_i(K) \\ \vdots & \ddots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \omega_N(1) & \cdots & \omega_N(k) & \cdots & \omega_N(K) \end{pmatrix} \\ \mathbf{f}(t) &= \begin{pmatrix} f_1(t, 1) & \cdots & f_i(t, 1) & \cdots & f_N(t, 1) \\ \vdots & \ddots & \vdots & \ddots & \vdots \\ f_1(t, k) & \cdots & f_i(t, k) & \cdots & f_N(t, k) \\ \vdots & \ddots & \vdots & \ddots & \vdots \\ f_1(t, K) & \cdots & f_i(t, K) & \cdots & f_N(t, K) \end{pmatrix} \\ \boldsymbol{\varepsilon} &= (\varepsilon_1, \dots, \varepsilon_N)' \end{aligned}$$

を定義しよう．ただし，記号 \prime は転置操作を表す．この時，平面メッシュ全体の地盤沈下過程を表す混合地盤沈下モデルは

$$\mathbf{y}^t = \boldsymbol{\omega} \mathbf{f}(t) + \boldsymbol{\varepsilon} \quad (3.4.16)$$

と表せる．

3.4.3 地盤沈下量の確率的予測

混合地盤沈下モデル(3.4.16)の重み行列 $\boldsymbol{\omega}$ と確率誤差項ベクトル $\boldsymbol{\varepsilon}$ が確率変数であることに留意しよう．これらの確率変数の値を特定化すれば，具体的な地盤沈下パスを得ることができる．ここで， $\boldsymbol{\omega}_i$ の事前確率密度関数が，ディリクレ分布に従うと仮定しよう．ディリクレ分布の確率密度関数は，

$$\begin{aligned} D(\boldsymbol{\omega}_i | \boldsymbol{\alpha}^{(0)}) &= \Psi(\boldsymbol{\alpha}^{(0)}) \prod_{k=1}^K \{\omega_i(k)\}^{\alpha_k^{(0)} - 1} \\ \Psi(\boldsymbol{\alpha}^{(0)}) &= \frac{\Gamma(\sum_{k=1}^K \alpha_k^{(0)})}{\prod_{k=1}^K \Gamma(\alpha_k^{(0)})} \end{aligned} \quad (3.4.17)$$

で与えられる．ただし， $\Gamma(\cdot)$ はガンマ関数であり， $\boldsymbol{\alpha}^{(0)} = (\alpha_1^{(0)}, \dots, \alpha_K^{(0)})$ は初期データにおける定数パラメータベクトルである．設計段階では，地盤沈下過程に関する先験的情報[13]として，1次モデルの計算結果の（サンプルパス）のみが利用可能である．サンプルパスを用いたディリクレ分布のパラメータの設定方法に関しては，のちに3.6.3で言及する．つぎに， $\phi_i = \sigma_i^{-2}$ とおき， ϕ_i の事前確率密度関数が，ガンマ分布に従うと仮定しよう．すなわち， $\phi \sim \mathcal{G}(\beta^{(0)}, \gamma^{(0)})$ であり，ガンマ分布の確率密度関数は，

$$g(\phi_i | \beta^{(0)}, \gamma^{(0)})$$

$$= \frac{(\gamma^{(0)})^{\beta^{(0)}}}{\Gamma(\beta^{(0)})} \phi_i^{\beta^{(0)}-1} \exp(-\gamma^{(0)} \phi_i) \quad (3.4.18)$$

で与えられる. ただし, $\beta^{(0)}$, $\gamma^{(0)}$ は初期データにおける定数パラメータである. この時, メッシュ*i*の時点*t*における地盤沈下量 y_i^t の事後確率密度関数 $\pi(y_i^t)$ は,

$$\begin{aligned} \pi(y_i^t) \propto & \int \cdots \int \phi_i^{\beta^{(0)}-1/2} \prod_{k=1}^K \omega_i(k)^{\alpha_k^{(0)}-1} \\ & \exp \left[-\phi_i \left\{ \gamma^{(0)} + \frac{1}{2} \left(y_i^t - \sum_{k=1}^K \omega_i(k) f_i(t, k) \right)^2 \right\} \right] \\ & d\phi_i d\omega_i(1) \cdots d\omega_i(K-1) \end{aligned} \quad (3.4.19)$$

と表される. ただし, $\omega_i(K) = 1 - \sum_{k=1}^K \omega_i(k)$ である. 事後確率密度関数 $\pi(y_i^t)$ を解析的に求めることは困難であり, モンテカルロシミュレーションにより求める. すなわち, $\phi_i, \omega_i(1), \dots, \omega_i(K-1)$ を事前確率密度関数(3.4.17),(3.4.18)よりランダムサンプリングするとともに, y_i^t を正規確率密度関数 $N(\sum_{k=1}^K \omega_i(k) f_i(t, k), \phi_i^{-1})$ よりランダム抽出することにより地盤沈下量の確率分布を求めることができる.

3.5 ベイズ更新モデル (3次モデル)

3.5.1 混合地盤沈下モデルのベイズ更新

一般に, ベイズ推計法は, 1) 事前の経験情報などに基づいて, パラメータ ω_i , ϕ_i の事前確率密度関数(3.4.17),(3.4.18)を設定する. 2) 新しく獲得したデータ $\bar{\mathbf{y}}$ に基づいて尤度関数 $\mathcal{L}(\omega_i, \phi_i : \bar{\mathbf{y}})$ を定義する. 記号「 $\bar{\quad}$ 」はモニタリング情報(実測値)を意味している. さらに, 3) ベイズの定理に基づいて事前確率密度関数を修正し, パラメータ ω_i , ϕ_i に関する事後確率密度関数 $\pi(\omega_i, \phi_i | \bar{\mathbf{y}})$ を得る, という手順を採用することになる[14][15]. 以上の手順を, 本研究ではベイズ推計ルールと呼ぶ. 最尤法と異なり, 未知パラメータ ω_i, ϕ_i の確率分布が, 事後分布として求まる点にベイズ推計法の特徴がある. 事前確率密度関数設定には, 任意性が介在せざるを得ないが, サンプル数が増加するにつれて事前確率密度関数の特定化の影響は次第に低下する.

混合地盤沈下モデルは, 1次モデルで発生した地盤沈下過程に関するサンプルパスを用いて, 地盤沈下過程に介在する統計的不確実性を表現した統計的モデルである. 混合地盤沈下モデルには, 各サンプルパスに割り当てられた重みベクトル ω_i , 確率的誤差項 ε_i という確率変数が含まれている. 初期時点においては, これらの確率変数に関する観測値が存在せず, 地盤沈下過程の統計的性質は確率変数の事前確率密度関数の特定化に依存する. しかし, 空港が供用された運用段階では, 地盤沈下に関する経年的なモニタリング情報が入手可能となる. このようなモニタリング情報を利用することにより, 現時点以降における地盤沈下予測の精度を向上することが可能となる.

3.5.2 尤度関数の定式化

初期時点から時点 T にいたる各時点 t ($t = 0, \dots, T$) において、各メッシュの地盤沈下量に関するモニタリング情報が計測され、地盤沈下量に関するデータ $\bar{\mathbf{y}}_i^{0,T} = (\bar{y}_i^0, \dots, \bar{y}_i^T)$ ($i = 1, \dots, N$) が獲得できたと考えよう。モニタリング結果全体をベクトル $\bar{\mathbf{y}}^{0,T} = (\bar{\mathbf{y}}_1^{0,T}, \dots, \bar{\mathbf{y}}_N^{0,T})$ と表す。ここで、ひとまず重みベクトル $\boldsymbol{\omega}_i$ を与件とし、確率誤差項のみが確率変数と考える。確率誤差項の分散の逆数 ϕ_i も与件とする。この時、モニタリング結果 $\bar{\mathbf{y}}_i^{0,T}$ が観測される尤度は

$$\begin{aligned} & \mathcal{L}(\bar{\mathbf{y}}_i^{0,T} | \boldsymbol{\omega}_i, \phi_i) \\ & \propto \prod_{t=0}^T \phi_i^{1/2} \exp \left[-\frac{\phi_i}{2} \left\{ \bar{y}_i^t - \sum_{k=1}^K \omega_i(k) f_i(t, k) \right\}^2 \right] \end{aligned} \quad (3.5.20)$$

と表される。つぎに、 $\boldsymbol{\omega}_i$ の事前確率密度関数が、ディリクレ分布 (3.4.17)、分散の逆数 ϕ_i がガンマ分布 (3.4.18) に従うと仮定しよう。この時、 $\boldsymbol{\omega}_i, \phi_i$ ($= \sigma_i^{-2}$) の事後分布は

$$\begin{aligned} & \pi(\boldsymbol{\omega}_i, \phi_i | \bar{\mathbf{y}}_i^{0,T}) \\ & \propto \mathcal{L}(\bar{\mathbf{y}}_i^{0,T} | \boldsymbol{\omega}_i, \phi_i) D(\boldsymbol{\omega}_i | \boldsymbol{\alpha}^{(0)}) g(\phi_i | \beta^{(0)}, \gamma^{(0)}) \\ & \propto \phi_i^{\beta^{(0)} + (T-1)/2} \exp \left[-\phi_i \left\{ \gamma^{(0)} + \frac{1}{2} \sum_{t=0}^T \left(\bar{y}_i^t - \sum_{k=1}^K \omega_i(k) f_i(t, k) \right)^2 \right\} \right] \prod_{k=1}^K \omega_i(k)^{\alpha_k^{(0)} - 1} \end{aligned} \quad (3.5.21)$$

となる。

3.5.3 MHアルゴリズム

事後確率密度関数 $\pi(\boldsymbol{\omega}_i, \phi_i | \bar{\mathbf{y}}_i^{0,T})$ を正確に導出しようとするれば、基準化定数、

$$\begin{aligned} m(\bar{\mathbf{y}}_i^{0,T}) &= \int_{\Theta} \mathcal{L}(\bar{\mathbf{y}}_i^{0,T} | \boldsymbol{\omega}_i, \phi_i) \\ & \quad D(\boldsymbol{\omega}_i | \boldsymbol{\alpha}^{(0)}) g(\phi_i | \beta^{(0)}, \gamma^{(0)}) d\boldsymbol{\omega}_i d\phi_i \end{aligned} \quad (3.5.22)$$

を求めることが必要となる。ただし、 Θ はパラメータ $\boldsymbol{\omega}_i, \phi_i$ の定義域である。しかし、基準化定数を解析的に求めることは不可能であり、事後確率密度関数 $\pi(\boldsymbol{\omega}_i, \phi_i | \bar{\mathbf{y}}_i^{0,T})$ を明示的に求めることに困難が伴う [16] [17]。したがって、本研究では代表的な MCMC 法である MH 法 [16] を用いて、パラメータ $\boldsymbol{\omega}_i, \phi_i$ の標本サンプルを事後確率密度関数から抽出する [18]。

$\boldsymbol{\omega}_i, \bar{\mathbf{y}}_i^{0,T}$ を既知とした時の ϕ_i の条件付き事後確率密度関数 $\pi(\phi_i | \boldsymbol{\omega}_i, \bar{\mathbf{y}}_i^{0,T})$ は、

$$\pi(\phi_i | \boldsymbol{\omega}_i, \bar{\mathbf{y}}_i^{0,T})$$

$$\propto \phi_i^{\bar{\beta}^{(0)}-1} \exp(-\bar{\gamma}^{(0)} \phi_i) \quad (3.5.23)$$

$$\bar{\beta}^{(0)} = \beta^{(0)} + \frac{T+1}{2} \quad (3.5.24)$$

$$\bar{\gamma}^{(0)} = \gamma^{(0)} + \frac{1}{2} \sum_{t=0}^T \left\{ \bar{y}_i^t - \sum_{k=1}^K \omega_i(k) f_i(t, k) \right\}^2 \quad (3.5.25)$$

と表せる. すなわち, $\pi(\phi_i | \omega_i, \bar{\mathbf{y}}_i^{0,T})$ はガンマ分布 $\mathcal{G}(\bar{\beta}^{(0)}, \bar{\gamma}^{(0)})$ に従い, ϕ_i の標本サンプルはガンマ分布 $\mathcal{G}(\bar{\beta}^{(0)}, \bar{\gamma}^{(0)})$ から発生させることができる.

つぎに, $\phi_i, \bar{\mathbf{y}}_i^{0,T}$ を既知とした ω_i の条件付事後確率密度関数 $\pi(\omega_i | \phi_i, \bar{\mathbf{y}}_i^{0,T})$ は,

$$\begin{aligned} & \pi(\omega_i | \phi_i, \bar{\mathbf{y}}_i^{0,T}) \\ & \propto \exp \left[-\frac{\phi_i}{2} \sum_{t=0}^T \left\{ \bar{y}_i^t - \sum_{k=1}^K \omega_i(k) f_i(t, k) \right\}^2 \right] \\ & \quad \prod_{k=1}^K \omega_i(k)^{\alpha_k^{(0)}-1} \end{aligned} \quad (3.5.26)$$

と表せる. 式 (3.5.26) に示される ω_i の条件付事後確率密度関数は, 一般によく知られた分布ではない. したがって, ω_i の標本サンプルを条件付事後確率密度関数 $\pi(\omega_i | \phi_i, \bar{\mathbf{y}}_i^{0,T})$ から直接サンプリング [19] することは難しい. したがって, 一般的なMCMC法のアルゴリズムであるギブスサンプリングを用いることが困難となる. そこで, 本研究では, 直接サンプリング法を用いないMH法を適用する. MH法では, $\pi(\omega_i | \phi_i, \bar{\mathbf{y}}_i^{0,T})$ を近似するような代替的な分布からサンプリングを行い, それに基づいて本来の分布からのサンプルを求めることになる. この近似分布は, 目標分布から抽出するサンプルの候補を提案・生成することから提案分布と呼ばれる. ただし, 提案分布の近似が悪いと, 新しい候補点になかなか移動することができず, 事後分布からのサンプリングが進まないことが知られている. したがって, より近似のよい提案分布と, できるだけランダムに新しい候補点を選択することが重要となる. 本研究では, 新たな候補点 ω'_i を提案する方法としてランダムウォークを用いる. いま, パラメータベクトル ω_i の初期値を $\omega_i^0 = (\omega_i^0(1), \dots, \omega_i^0(K))$ としよう. この時, 新たな候補点 ω'_i を,

$$\omega'_i = \omega_i^0 + \lambda \boldsymbol{\nu} \quad (3.5.27)$$

のように提案する. ただし, λ はステップ幅の範囲を定める定数パラメータであり, $\boldsymbol{\nu} = (\nu(1), \dots, \nu(K))$ はステップ幅を定めるパラメータベクトルである. 候補点 ω'_i は重みパラメータベクトルであるため, $\sum_{k=1}^K \omega'_i(k) = 1$ を満たす必要がある. よって, パラメータベクトル $\boldsymbol{\nu}$ は $\sum_{k=1}^K \nu(k) = 0$ を満たさなければならない. そこで, \mathbf{I} を $1 \times K$ 次の単位行列として, $\boldsymbol{\nu}' = \boldsymbol{\nu} + K^{-1} \mathbf{I}$ と変数変換をし, $\boldsymbol{\nu}'$ がディリクレ分布に従うとする. この時, ステップ幅の範囲は全ての k について等しく, $(-\lambda K^{-1}, \lambda(1 - K^{-1}))$ となる. また, 提案分布の密度関数 (提案密度) として, 定数パラメータベクトル $\boldsymbol{\chi} = (\chi_1, \dots, \chi_K)$ を持つディリクレ分布を用いて,

$$q(\omega_i^0, \omega'_i | \phi_i, \bar{\mathbf{y}}_i^{0,T}) = \mathcal{D} \left(\frac{\omega'_i - \omega_i^0}{\lambda} + \frac{\mathbf{I}}{K} \middle| \boldsymbol{\chi} \right) \quad (3.5.28)$$

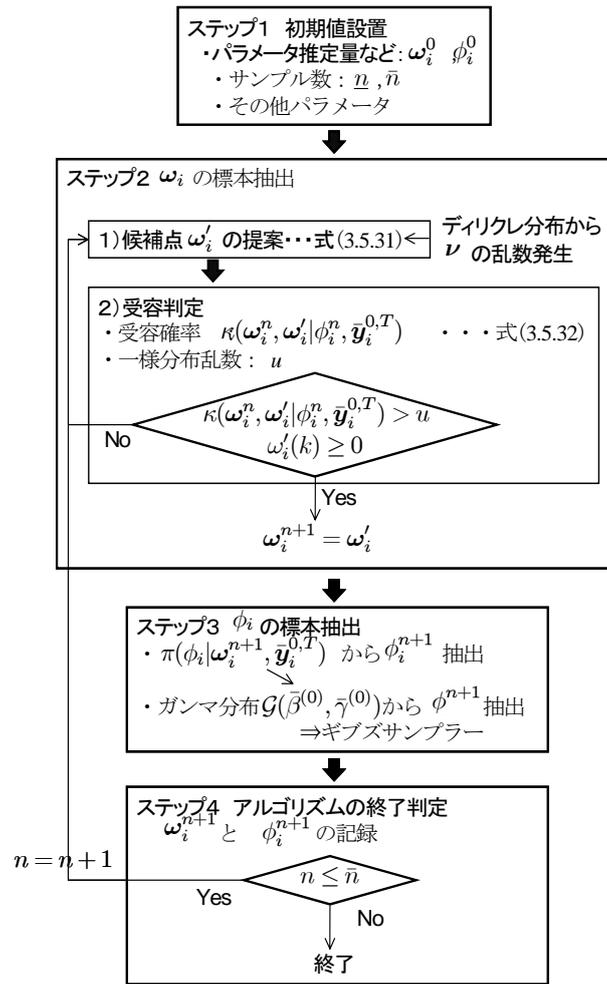


図-3.4 MHアルゴリズムの概要

と定義する. この提案分布は, 条件

$$q(\omega_i^0, \omega'_i | \phi_i, \bar{y}_i^{0,T}) = q(\omega'_i, \omega_i^0 | \phi_i, \bar{y}_i^{0,T}) \quad (3.5.29)$$

を満たしている. よって, 提案密度 q は (ω_i^0, ω'_i) に関して対称であるため, 新しい候補点の受容確率 $\kappa(\omega_i^0, \omega'_i | \bar{y}_i^{0,T})$ を,

$$\kappa(\omega_i^0, \omega'_i | \bar{y}_i^{0,T}) = \min \left\{ \frac{\pi(\omega'_i | \phi_i^n, \bar{y}_i^{0,T})}{\pi(\omega_i^0 | \phi_i^n, \bar{y}_i^{0,T})}, 1 \right\} \quad (3.5.30)$$

と表すことができる. 受容された場合には新しい候補点に移動し, 棄却された場合にはその場にとどまる.

図-3.4に, MH法によるアルゴリズムをフローチャートにより示している. MHアルゴリズムの手順は, 以下のように整理できる.

a) ステップ1 初期値設定

シミュレーション回数を $n = 0$ とし, 事前分布 (3.4.17), (3.4.18) のパラメータベクトル $\boldsymbol{\alpha}^{(0)} = (\alpha_1^{(0)}, \dots, \alpha_K^{(0)})$, $\beta^{(0)}$, $\gamma^{(0)}$ の値を任意に設定する. さらに, パラメータ推計量の初期値 $\boldsymbol{\omega}_i^0 = (\omega_i^0(1), \dots, \omega_i^0(K))$, ϕ_i^0 を任意に設定する. 定数パラメータ λ , 定数パラメータベクトル $\boldsymbol{\chi}$ サンプル数 \underline{n} , \bar{n} を設定する. これらの初期値の影響は, MCMC 法によるシミュレーション回数が蓄積されるにつれ, 次第に薄れていく.

b) ステップ2 パラメータ推計量 $\boldsymbol{\omega}_i$ の標本抽出

シミュレーション回数 $n + 1$ におけるパラメータ推計量 $\boldsymbol{\omega}_i^{n+1} = (\omega_i^{n+1}(1), \dots, \omega_i^{n+1}(K))$ を次のように発生する.

1) 候補点の提案

ディリクレ分布に従う $\boldsymbol{\nu}'$ を乱数発生させる. ステップ幅を定めるパラメータベクトル $\boldsymbol{\nu}$ を $\boldsymbol{\nu} = \boldsymbol{\nu}' - K^{-1}I$ より計算する. 新たな候補点 $\boldsymbol{\omega}'_i$ を,

$$\boldsymbol{\omega}'_i = \boldsymbol{\omega}_i^n + \lambda \boldsymbol{\nu} \quad (3.5.31)$$

とする.

2) 受容判定

受容確率,

$$\kappa(\boldsymbol{\omega}_i^n, \boldsymbol{\omega}'_i | \phi_i^n, \bar{\boldsymbol{y}}_i^{0,T}) = \min \left\{ \frac{\pi(\boldsymbol{\omega}'_i | \phi_i^n, \bar{\boldsymbol{y}}_i^{0,T})}{\pi(\boldsymbol{\omega}_i^n | \phi_i^n, \bar{\boldsymbol{y}}_i^{0,T})}, 1 \right\} \quad (3.5.32)$$

を計算する. 続いて一様分布 $u \sim U(0, 1)$ を発生させ,

$$\kappa(\boldsymbol{\omega}_i^n, \boldsymbol{\omega}'_i | \phi_i^n, \bar{\boldsymbol{y}}_i^{0,T}) > u \quad (3.5.33)$$

$$\omega'_i(k) \geq 0 (k = 1, \dots, K) \quad (3.5.34)$$

の両式を同時に満たす時, $\boldsymbol{\omega}_i^{n+1} = \boldsymbol{\omega}'_i$ としてステップ3へ, そうでない場合はステップ2の1)へ戻る.

c) ステップ3 パラメータ推計量 ϕ_i の標本抽出

ϕ_i^{n+1} を $\pi(\phi_i | \boldsymbol{\omega}_i^{n+1}, \bar{\boldsymbol{y}}_i^{0,T})$ から発生させる. すなわち, ϕ_i^{n+1} をガンマ分布 $\mathcal{G}(\bar{\beta}^{(0)}, \bar{\gamma}^{(0)})$ から乱数発生させる.

d) ステップ4 アルゴリズムの終了判定

以上で求めたパラメータ推計量の更新値 $\boldsymbol{\omega}_i^{n+1} = (\omega_i^{n+1}(1), \dots, \omega_i^{n+1}(K))$, ϕ_i^{n+1} を記録する. $n \leq \bar{n}$ の場合, $n = n + 1$ としてステップ2へ戻る. そうでない場合, アルゴリズムを終了する.

なお、アルゴリズムの初期段階においては、パラメータ推計量の初期値設定の影響が残存している。したがって、シミュレーション回数 n が十分大きな \underline{n} に到達するまでのパラメータ標本を除去することが望ましい。また、以上のMHアルゴリズムにおいて、推移核 $K((\omega_i^n, \phi_i^n), (\omega_i^{n+1}, \phi_i^{n+1}) | \bar{\mathbf{y}}_i^{0,T})$ を、

$$\begin{aligned} & K((\omega_i^n, \phi_i^n), (\omega_i^{n+1}, \phi_i^{n+1}) | \bar{\mathbf{y}}_i^{0,T}) \\ &= \pi(\omega_i^{n+1} | \phi_i^n, \bar{\mathbf{y}}_i^{0,T}) \pi(\phi_i^{n+1} | \omega_i^{n+1}, \bar{\mathbf{y}}_i^{0,T}) \end{aligned} \quad (3.5.35)$$

と定義しよう。この時、 $(\omega_i^n, \phi_i^n) (n = 1, 2, \dots)$ は推移核 $K((\omega_i^n, \phi_i^n), (\omega_i^{n+1}, \phi_i^{n+1}) | \bar{\mathbf{y}}_i^{0,T})$ を持つマルコフ連鎖に従う。さらに、このマルコフ連鎖の定常状態を $\pi(\omega_i, \phi_i | \bar{\mathbf{y}}_i^{0,T})$ と表そう。十分大きな \underline{n} に対して、このようなマルコフ連鎖が定常状態に到達していると考えれば、MH法で求めた $(\omega_i^n, \phi_i^n) (n = \underline{n} + 1, \dots, \bar{n})$ は、事後確率密度関数 $\pi(\omega_i, \phi_i | \bar{\mathbf{y}}_i^{0,T})$ からの標本サンプルと見なすことができる。これらの標本サンプルを用いて、パラメータ (ω_i, ϕ_i) の事後分布に関する各種の統計量を計算することができる。

3.5.4 事後分布に関する統計量

MCMC法によって得られた標本に基づいて、パラメータベクトル ω_i, ϕ_i に関する統計的性質を分析することができる [20]・[21]。MCMC法を用いた場合、パラメータの事後確率密度関数 $\pi(\omega_i, \phi_i | \bar{\mathbf{y}}_i^{0,T})$ を解析的な関数として表現することはできない。得られた標本を用いてノンパラメトリックに分布関数や密度関数を推計することとなる。いま、MH法によって得られた標本を $(\omega_i^n, \phi_i^n) (n = 1, \dots, \bar{n})$ と表そう。このうち、最初の \underline{n} 個の標本は収束過程からの標本と考え、標本集合から除去する。その上で、パラメータの標本添字集合を $\mathcal{M} = \{\underline{n} + 1, \dots, \bar{n}\}$ と定義しよう。このとき、パラメータ ω_i の同時確率分布関数 $F(\omega_i)$ 、及びパラメータ ϕ_i の周辺確率分布関数 $G(\phi_i)$ は、

$$F(\omega_i) = \frac{\#\{\omega_i^n \leq \omega_i, n \in \mathcal{M}\}}{\bar{n} - \underline{n}} \quad (3.5.36a)$$

$$G(\phi_i) = \frac{\#\{\phi_i^n \leq \phi_i, n \in \mathcal{M}\}}{\bar{n} - \underline{n}} \quad (3.5.36b)$$

と表すことができる。ただし、 $\#\{\omega_i^n \leq \omega_i, n \in \mathcal{M}\}$ は論理式 $\omega_i^n \leq \omega_i, n \in \mathcal{M}$ が成立するサンプルの総数である。また、パラメータ ω_i の事後分布の期待値ベクトル $\tilde{\boldsymbol{\mu}}_i(\omega_i)$ 、分散・共分散行列 $\tilde{\boldsymbol{\Sigma}}_i(\omega_i)$ は、それぞれ

$$\begin{aligned} \tilde{\boldsymbol{\mu}}_i(\omega_i) &= (\tilde{\mu}(\omega_i(1)), \dots, \tilde{\mu}(\omega_i(K)))' \\ &= \left(\sum_{n=\underline{n}+1}^{\bar{n}} \frac{\omega_i^n(1)}{\bar{n} - \underline{n}}, \dots, \sum_{n=\underline{n}+1}^{\bar{n}} \frac{\omega_i^n(K)}{\bar{n} - \underline{n}} \right)' \end{aligned} \quad (3.5.37a)$$

$$\tilde{\boldsymbol{\Sigma}}_i(\omega_i) = \begin{pmatrix} \tilde{\zeta}^2(\omega_i(1)) & \cdots & \tilde{\zeta}(\omega_i(1)\omega_i(K)) \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ \tilde{\zeta}(\omega_i(K)\omega_i(1)) & \cdots & \tilde{\zeta}^2(\omega_i(K)) \end{pmatrix} \quad (3.5.37b)$$

と表される. ただし,

$$\tilde{\zeta}^2(\omega_i(k)) = \sum_{n=\underline{n}+1}^{\bar{n}} \frac{\{\omega_i^n(k) - \tilde{\mu}(\omega_i(k))\}^2}{\bar{n} - \underline{n}} \quad (3.5.38a)$$

$$\begin{aligned} & \tilde{\zeta}(\omega_i(k)\omega_i(l)) \\ &= \sum_{n=\underline{n}+1}^{\bar{n}} \frac{\{\omega_i^n(k) - \tilde{\mu}(\omega_i(k))\}\{\omega_i^n(l) - \tilde{\mu}(\omega_i(l))\}}{\bar{n} - \underline{n}} \end{aligned} \quad (3.5.38b)$$

である. パラメータ ϕ_i の事後分布の期待値 $\tilde{\mu}_i(\phi_i)$, 分散 $\tilde{\zeta}_i(\phi_i)$ は, 標本平均, 標本分散を用いて表される. すなわち,

$$\tilde{\mu}_i(\phi_i) = \sum_{n=\underline{n}+1}^{\bar{n}} \frac{\phi_i^n}{\bar{n} - \underline{n}} \quad (3.5.39a)$$

$$\tilde{\zeta}_i(\phi_i) = \sum_{n=\underline{n}+1}^{\bar{n}} \frac{\{\phi_i^n - \tilde{\mu}_i(\phi_i)\}^2}{\bar{n} - \underline{n}} \quad (3.5.39b)$$

である.

また, MH法による標本を用いて, パラメータ ω_i , ϕ_i , および時点 t における地盤沈下量 $y_i(t)$ の信頼区間を定義できる. たとえば, パラメータ ω_i , ϕ_i の $100(1-2\delta)\%$ 信頼区間は, 標本順序統計量 $(\underline{\omega}_i^\delta(k), \bar{\omega}_i^\delta(k)) (k = 1, \dots, K)$, $(\underline{\phi}_i^\delta, \bar{\phi}_i^\delta)$,

$$\begin{aligned} \underline{\omega}_i^\delta(k) &= \arg \max_{\omega_i^{n^*}(k)} \\ & \left\{ \frac{\#\{\omega_i^n(k) \leq \omega_i^{n^*}(k), n \in \mathcal{M}\}}{\bar{n} - \underline{n}} \leq \delta \right\} \end{aligned} \quad (3.5.40a)$$

$$\begin{aligned} \bar{\omega}_i^\delta(k) &= \arg \min_{\omega_i^{n^{**}}(k)} \\ & \left\{ \frac{\#\{\omega_i^n(k) \geq \omega_i^{n^{**}}(k), n \in \mathcal{M}\}}{\bar{n} - \underline{n}} \leq \delta \right\} \end{aligned} \quad (3.5.40b)$$

$$\begin{aligned} \underline{\phi}_i^\delta &= \arg \max_{\phi_i^{n^*}} \\ & \left\{ \frac{\#\{\phi_i^n \leq \phi_i^{n^*}, n \in \mathcal{M}\}}{\bar{n} - \underline{n}} \leq \delta \right\} \end{aligned} \quad (3.5.40c)$$

$$\begin{aligned} \bar{\phi}_i^\delta &= \arg \min_{\phi_i^{n^{**}}} \\ & \left\{ \frac{\#\{\phi_i^n \geq \phi_i^{n^{**}}, n \in \mathcal{M}\}}{\bar{n} - \underline{n}} \leq \delta \right\} \end{aligned} \quad (3.5.40d)$$

を用いて $\underline{\omega}_i^\delta(k) < \omega_i(k) < \bar{\omega}_i^\delta(k)$, $\underline{\phi}_i^\delta < \phi_i < \bar{\phi}_i^\delta$ と定義できる.

3.5.5 バイズ更新スキーム

バイズ更新において, 事前分布と事後分布が同一の関数形を持つ場合, 新しく獲得した追加データを用いて, 未知パラメータの推計値を容易に更新することができる. しかし, 本研究で提案した混合地盤沈下

モデルの事前分布（式(3.4.17), 式(3.4.18)）と事後分布（式(3.5.21)）は同一の関数形ではなく、ベイズ更新を実施するためには、モデルの推計に用いる過去のモニタリング結果をすべて蓄積しておかなければならない。いま、ベイズ更新の方法を説明するために、メッシュ*i*における第*t*回目までのモニタリング結果 $\bar{\mathbf{y}}_i^{0,t} = (\bar{y}_i^0, \dots, \bar{y}_i^t)$ を用いて、混合地盤沈下モデルの未知パラメータに関する事後分布が求まった場合を考えよう。その上で、第*t*+1回目から第*t'*回目までのモニタリング結果 $\bar{\mathbf{y}}_i^{t+1,t'} = (\bar{y}_i^{t+1}, \dots, \bar{y}_i^{t'})$ を用いて、未知パラメータの事後分布を更新する問題を考える。第1回目のベイズ推計における未知パラメータの事後確率密度関数を $\pi(\boldsymbol{\omega}_i, \phi_i | \bar{\mathbf{y}}_i^{0,t})$ とすれば、第2回目のベイズ更新を行った後の未知パラメータの事後確率密度関数 $\pi(\boldsymbol{\omega}_i, \phi_i | \bar{\mathbf{y}}_i^{0,t'})$ は、

$$\begin{aligned} \pi(\boldsymbol{\omega}_i, \phi_i | \bar{\mathbf{y}}_i^{0,t'}) &\propto \mathcal{L}(\boldsymbol{\omega}_i, \phi_i | \bar{\mathbf{y}}_i^{t+1,t'}) \pi(\boldsymbol{\omega}_i, \phi_i | \bar{\mathbf{y}}_i^{0,t}) \\ &\propto \mathcal{L}(\boldsymbol{\omega}_i, \phi_i | \bar{\mathbf{y}}_i^{0,t'}) \mathcal{D}(\boldsymbol{\omega}_i | \boldsymbol{\alpha}^{(0)}) g(\phi_i | \beta^{(0)}, \gamma^{(0)}) \end{aligned} \quad (3.5.41)$$

と表すことができる。ここに、 $\mathcal{L}(\boldsymbol{\omega}_i, \phi_i | \bar{\mathbf{y}}_i^{0,t'})$ は、初期時点から第*t'*回目までのモニタリング結果をプールしたデータベースを用いて定義される尤度関数である。一方、 $\mathcal{D}(\boldsymbol{\omega}_i | \boldsymbol{\alpha}^{(0)})$, $g(\phi_i | \beta^{(0)}, \gamma^{(0)})$ は、それぞれ第1回目のベイズ推計時に用いた $\boldsymbol{\omega}_i$, ϕ_i の事前分布である。したがって、ベイズ更新後の事後分布は、

$$\begin{aligned} &\pi(\boldsymbol{\omega}_i, \phi_i | \bar{\mathbf{y}}_i^{0,t'}) \\ &\propto \phi_i^{\beta^{(0)} + (t'-1)/2} \exp \left[-\phi_i \left\{ \gamma^{(0)} + \frac{1}{2} \sum_{t=0}^{t'} (\bar{y}_i^t - \sum_{k=1}^K \omega_i(k) f_i(t, k))^2 \right\} \right] \prod_{k=1}^K \omega_i(k) \alpha_k^{(0)-1} \end{aligned} \quad (3.5.42)$$

となる。すなわち、未知パラメータの事後分布を更新するためには、新しいモニタリング結果を追加したデータベースに対して尤度関数を定義し、MH法により事後分布を新しく求めることが必要となる。

3.5.6 ベイズ予測モデル

初期時点 $t=0$ から時点 $t=T$ に至るまでのモニタリング情報 $\bar{\mathbf{y}}_i^{0,T}$ と、混合地盤沈下モデルのパラメータの事後分布 $\pi(\boldsymbol{\omega}_i, \phi_i | \bar{\mathbf{y}}_i^{0,T})$ を与件としよう。その上で、時点 $t=T$ 以降の地盤沈下量を予測する問題を考えよう。時点 $t=T$ における平面メッシュ*i*の地盤沈下量ベクトルの実測値（モニタリング情報）を $\bar{\mathbf{y}}_i^T$ と表そう。一方、時点 $t=T$ 以降の時点 \tilde{t} ($> T$)の地盤沈下量の時点 $t=T$ における予測値を $\tilde{\mathbf{y}}_i^{\tilde{t}}(T)$ と表そう。時間の経過に伴って地盤沈下が常に進行すると仮定すれば、

$$\bar{\mathbf{y}}_i^T \leq \tilde{\mathbf{y}}_i^{\tilde{t}+1}(T) \leq \dots \leq \tilde{\mathbf{y}}_i^{\tilde{t}+n}(T) \leq \dots \quad (3.5.43)$$

が成立する. ただし, n は自然数である. ここで, 混合地盤沈下モデルのパラメータ ω_i を与件としよう. この時, 時点 $t = T$ において地盤沈下量 \bar{y}_i^T が観測されたとするならば, 混合地盤沈下モデルの予測残差 ξ_i^T は

$$\xi_i^T = \bar{y}_i^T - \sum_{k=1}^K \omega_i(k) f_i(T, k) \quad (3.5.44)$$

と表される. さらに, 重み係数 ω_i を与件とすれば, 時点 $t = T$ 以降の時点 $\tilde{t} (> T)$ における地盤沈下量の時点 T における予測値 $\tilde{y}_i^{\tilde{t}}(T)$ は, 混合地盤沈下モデル

$$\tilde{y}_i^{\tilde{t}}(T) = \sum_{k=1}^K \omega_i(k) f_i(\tilde{t}, k) + \xi_i^T \quad (3.5.45)$$

を用いて確定的に表される.

つぎに, 時点 $t = T$ までのモニタリング情報 $\bar{\mathbf{y}}^{1,T}$ を用いてベイズ更新されたパラメータ値 ω_i の事後分布 $F(\omega_i | \bar{\mathbf{y}}_i^{0,T})$ は, MCMC法を用いて式(3.5.36a)のように近似できる. さらに, MCMC法を用いて発生した重みサンプルを ω_i^n ($n \in \mathcal{M}, i = 1, \dots, N$) と表そう. この時, 時点 T において地盤沈下量 \bar{y}_i^T を観測した場合に, それ以降の時点 \tilde{t} ($\tilde{t} > T$) における地盤沈下量 $\tilde{y}_i^{\tilde{t}}(T)$ に関する確率分布関数 $H_i(\tilde{y}_i | \tilde{t}, \bar{y}_i^T)$ は

$$H_i(\tilde{y}_i | \tilde{t}, \bar{y}_i^T) = \frac{\#\{\tilde{y}_i^{\tilde{t},n}(T) \leq \tilde{y}_i, n \in \mathcal{M}\}}{\bar{n} - \underline{n}} \quad (3.5.46)$$

と表される. ただし, $\tilde{y}_i^{\tilde{t},n}(T)$ は, 重み係数のサンプル値 ω_i^n を用いて時点 T において予測した時点 \tilde{t} ($> T$) の地盤沈下量の予測値であり,

$$\tilde{y}_i^{\tilde{t},n}(T) = \sum_{k=1}^K \omega_i^n(k) f_i(\tilde{t}, k) + \xi_i^{T,n} \quad (3.5.47a)$$

$$\xi_i^{T,n} = \bar{y}_i^T - \sum_{k=1}^K \omega_i^n(k) f_i(T, k) \quad (3.5.47b)$$

と定義される. また, 時点 \tilde{t} における地盤沈下量の期待値 $E[\tilde{y}_i^{\tilde{t}}(T)]$ は

$$E[\tilde{y}_i^{\tilde{t}}(T)] = \frac{\sum_{n=\underline{n}+1}^{\bar{n}} \omega_i^n(k) f_i(\tilde{t}, k) + \xi_i^{T,n}}{\bar{n} - \underline{n}} \quad (3.5.48)$$

と表される. また, 時点 T において予測した時点 \tilde{t} における地盤沈下量 $\tilde{y}_i^{\tilde{t}}(T)$ の $100(1 - 2\delta)\%$ 信頼区間は, 標本順序統計量 $(\underline{y}_i^{\tilde{t}}(\delta, T), \bar{y}_i^{\tilde{t}}(\delta, T))$

$$\underline{y}_i^{\tilde{t}}(\delta, T) = \arg \max_{y_i^*} \left\{ \frac{\#\{\tilde{y}_i^{\tilde{t},n}(T) \leq y_i^*, n \in \mathcal{M}\}}{\bar{n} - \underline{n}} \leq \delta \right\} \quad (3.5.49a)$$

$$\bar{y}_i^{\tilde{t}}(\delta, T) = \arg \min_{y_i^{**}} \left\{ \frac{\#\{\tilde{y}_i^{\tilde{t},n}(T) \geq y_i^{**}, n \in \mathcal{M}\}}{\bar{n} - \underline{n}} \leq \delta \right\} \quad (3.5.49b)$$

を用いて $\underline{y}_i^{\tilde{t}}(\delta, T) < \tilde{y}_i^{\tilde{t}}(T) < \bar{y}_i^{\tilde{t}}(\delta, T)$ と定義できる.

表-3.2 不同沈下シミュレーション用土質定数 (再掲)

	$C_c(\text{kN/m}^2)$		e_0		$p_c(\text{kN/m}^2)$		$c_v(\text{cm}^2/\text{day})$		
	期待値	標準偏差	期待値	標準偏差	期待値	変動係数	期待値	$\log c_v$	$\log c_v$ 標準偏差
A_{c1} 層	0.45	0.07	1.34	0.17	70	0.36	993	-4.26	0.29
A_{c2} 層	0.41	0.06	1.21	0.11	59	0.33	1025	-4.15	0.09
A_{c3} 層	0.73	0.11	1.84	0.22	95	0.49	759	-4.40	0.33
A_{c4} 層	0.87	0.08	2.09	0.15	90	0.39	787	-4.32	0.23
A_{c5} 層	0.74	0.21	1.91	0.39	99	0.44	1103	-4.20	0.26
A_{c6} 層	0.31	0.12	1.17	0.22	139	0.08	3435	-3.63	0.09
D_{c1} 層	0.44	0.13	1.32	0.30	174	0.71	1680	-3.95	0.14
D_{c2} 層	0.57	0.16	1.54	0.27	144	0.67	1945	-4.01	0.34
D_{c3} 層	0.66	0.12	1.58	0.19	135	0.66	1000	-4.27	0.29
D_{c4} 層	0.70	0.25	1.64	0.67	186	0.65	1002	-4.23	1.66

注) $A_{c1} - A_{c6}$ については、沖積粘性土層をボーリング結果および室内圧密試験結果より得られた土質性状の区分から深度方向に6層に分類し、上層より下層に向けてナンバリングを行った。同様に、 $D_{c1} - D_{c4}$ についても、洪積粘性土層の土質性状の区分により、上層より下層に向けてナンバリングした結果を表す。

3.6 適用事例

3.6.1 適用事例の概要

本章においても2.4において取り上げた海上空港であるH空港を対象として取り上げる。同空港におけるエプロン部は、航空機が駐機するエリアであり、高い耐流動性および耐油性が求められることからコンクリート舗装が適用されている。また、同エプロンは、軟弱地盤上に位置しており、地盤の不同沈下によるコンクリート舗装の疲労劣化が問題となる。2.4において、不同沈下を考慮した疲労度設計手法により、コンクリート舗装版の累積疲労度を算定することにより、コンクリート舗装の劣化過程を予測し、維持補修管理戦略を検討する方法を提案した[22]。2.3でも述べたように、地盤の不同沈下を評価する際には、土質条件に不確実性が介在することから、土質定数を確率変数と考え、3.3で述べた1次モデルを用いて地盤沈下過程のシミュレートを行った。地盤沈下過程には多大な不確実性が介在するが、PFI事業における費用リスクを可能な限り抑制するためには、供用開始後の地盤沈下過程を継続的にモニタリングするとともに、その結果に基づいてコンクリート舗装の維持補修計画を適宜アップデートしていくことが不可欠である。このような課題を効率的に達成するためには、モニタリング情報に基づいて地盤沈下モデルの精度を継続的に向上していくことが求められる。

以上の問題意識の下に、以下では、H空港のコンクリート舗装マネジメントを対象として、本研究で提案したハイブリッド型地盤沈下モデルを適用し、その有効性について試行的に検討する。対象としたエリアは、2.4と同様に、H空港におけるエプロン部であり、 $825\text{m} \times 400\text{m}$ の範囲についてモデル化したものである。圧密沈下の検討に際しては、一辺が $25\text{m} \times 25\text{m}$ の正方形メッシュを基本単位とし、上記エプロン範囲を平面メッシュエリアに分割した。また、対象となる圧密沈下層については、 $GL - 7\text{m}$ 付近から $GL - 25\text{m}$ 付近に存在する沖積粘性土層および $GL - 25\text{m}$ 付近から $GL - 60\text{m}$ 付近に存在する洪積粘性土

層を対象とし、1次元圧密理論に基づいて検討を実施した。前述した土田モデルにおけるモンテカルロシミュレーションにおいてはメッシュ相互の相関を考慮しているが、本検討事例においては、水平方向相関距離を $b = 100m$ とし、また、鉛直方向については4~5mに相関があることから、鉛直方向のメッシュ区分については同一土層であっても概ね4m毎に区分し、メッシュ分割を行った。解析にあたっては対象エリアにおいて実施した17本のボーリングデータおよび圧密試験結果より、沖積粘性土層および洪積粘性土層を深度方向に、それぞれ $A_c1 \sim A_c6$ 層、 $D_c1 \sim D_c4$ 層の合計10層に区分し、土質定数を整理した。一方、盛土造成による載荷荷重については、各平面メッシュ $i (= 1, \dots, 528)$ におけるメッシュ中心位置における現地盤高さを設定したのち、路床、下層路盤、上層路盤の各整正時期およびエプロン舗装の舗設時期を各平面メッシュ毎に整理し、施工時期を想定した解析ステップを考慮している。具体的には対象全エリアにおいて路床の整正が終了する15ヶ月後までに生じる圧密沈下量については地盤の勾配修正が可能であることから、最終沈下量から差し引くこととした。表-3.2に、本検討事例に使用した不同沈下シミュレーション用土質定数を再度示す。

3.6.2 推計結果

3.3で示した1次モデルにより地盤の不同沈下をシミュレーションしよう。各ブロックに対して土質定数を表-3.1に示した確率分布からランダムに発生させる。具体的には、鉛直方向に区分した各圧密対象層の土質定数に対して、表-3.2に示した期待値、標準偏差および変動係数より、圧縮指数 C_c 、圧密降伏応力および、初期間隙比 e_0 については、正規分布、圧密係数 c_v については、対数正規分布から発生させた。なお、これらの期待値と分散は、代表的な平面メッシュで実施したボーリング調査結果に基づいて設定した。すべての3次元ブロックに対して、土質定数を3.3で示したモンテカルロシミュレーションによりランダム発生させた。すべての3次元ブロックに対して発生させた土質定数の組を、計算シナリオと呼ぶこととする。さらに、各計算シナリオに対して、1次モデルを用いて、対象とするすべての平面メッシュの地盤沈下過程を求めた。

H空港を対象とした不同沈下シミュレーション結果の1例を図-3.5に示す。同図は、例として選定した平面メッシュ $i = 73$ における経年的な地盤沈下量に対する20本のサンプルパスを示したものである。対象として選択した平面メッシュは現地盤高さAP+3.0mに対し計画地盤高さがAP+6.0mであり、エリア内で盛土高が大きい箇所該当する。1次モデルによるシミュレーションの結果、最大平均沈下量が36.00cmとなり、対象地盤の中で沈下量をもっとも大きくなることが予測されている。横軸はH空港の供用開始時点を中心としているが、路盤整正後から供用開始時点に至るまでの期間内に、すでに地盤沈下が発生していることがわかる。また、20本のサンプルパスを比較すると、土質定数シナリオによって地盤沈下量が大きく変化することが理解できる。実際に30年後の平均沈下量は35.75cmであり、分散は30.66cm²と大きくなっている。一方、圧密沈下は12年度でほぼ収束している。

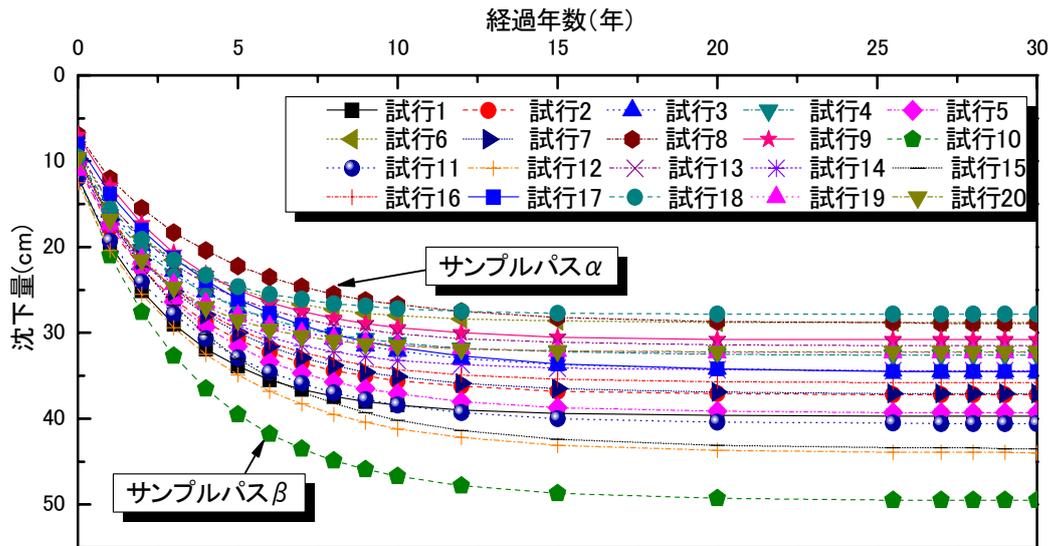


図-3.5 不同沈下シミュレーション結果の例

3.6.3 2次モデルの作成

1次モデルで得られた20本のサンプルパス（図-3.5参照）を用いて、混合地盤沈下モデル（2次モデル）を推計しよう。1次モデルで求めたサンプルパスは、互いに強い相関関係にある。例えば、図-3.5に示した20本のサンプルパス間の相関係数は、最低でも0.976であった。したがって、多重共線性の問題を避けるため、20本のサンプルパスの中で予測沈下量の上限值と下限値を規定する2本のサンプルパスを用いて混合地盤沈下モデルを推計することとした。以下、もっとも上方に位置するパスをサンプルパス α 、下方に位置するパスをサンプルパス β と呼ぶ。このようなサンプルパスを選択することにより、2本のサンプルパスに挟まれた区間を可能な限り拡大することが可能であり、2次モデル、3次モデルを作成できる範囲を最大化できる。図-3.6には、20本のサンプルパスを単純平均して求めた期待値パスを示している。同図には、混合地盤沈下モデルを作成するために用いる2本のサンプルパスを平均化した結果（サンプル平均パスと呼ぶ）も併記している。当然のことながら、ここで求めたパスは、20本のサンプルパスを単純平均した期待値パスと一致しない。したがって、時刻 t におけるメッシュ i の地盤沈下量 y_i^t を予測するために、混合地盤沈下モデルによる期待パスと、サンプル平均パスとの乖離を可能な限り小さくするように、混合地盤沈下モデルの重み係数 $\omega_i(k)$ ($k=1,2$)を補正する必要がある。いま、20本のサンプルパスを用いた期待値パスの時刻 t におけるメッシュ i の地盤沈下予測量を \tilde{y}_i^t としよう。この時、 $\omega_i(k)$ ($k=1,2$)が、

$$\min_{\omega_i(1), \omega_i(2)} \left\{ \tilde{y}_i^t - \sum_{k=1}^2 \omega_i(k) f_i(t, k) \right\}^2 \quad (3.6.50)$$

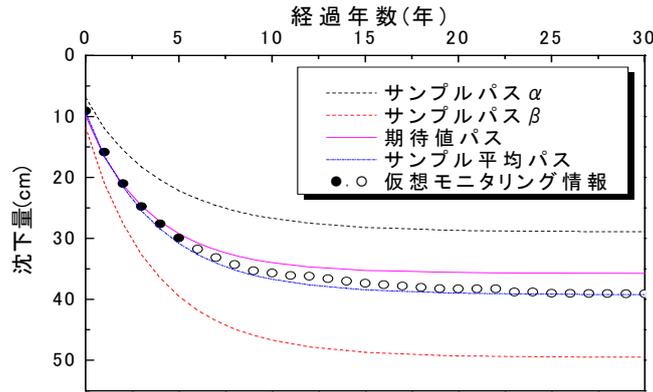


図-3.6 仮想モニタリング情報とサンプルパス

を満たすような値をとると、期待値パスとサンプル平均パスの乖離は限りなく小さくなる。ただし、 $f_i(t, k)$ は、混合地盤沈下モデルを作成するために選択した（1次モデルで求めた）サンプルパスである。いま、式(3.6.50)によって定められる時刻 t における重みベクトル ω_i を、 $\tilde{\omega}_i^t$ としよう。さらに、混合地盤沈下モデルの重みベクトル ω_i の事前確率密度関数が式(3.4.17)のディリクレ分布として特定化できると考える。メッシュ i の時刻 t における地盤沈下量 y_i^t の事後確率密度関数 $\pi(y_i^t)$ は、式(3.4.19)に示すように解析的に求めることが困難であるため、モンテカルロシミュレーションによって求める必要がある。そのため、重みベクトル ω_i は、式(3.4.17)に示すディリクレ分布からランダム抽出される。したがって、期待値パスとサンプル平均パスの乖離を限りなく小さくするために、近似的に

$$E[\omega_i(k)] \approx \tilde{\omega}_i^t(k) \quad (k = 1, 2) \quad (3.6.51)$$

が成立するようにディリクレ分布のパラメータベクトルを定める。いま、ディリクレ分布において、 $\omega_i(k)$ の期待値が、

$$E[\omega_i(k)] = \frac{\alpha_k^{(0)}}{\sum_{k=1}^2 \alpha_k^{(0)}} \quad (k = 1, 2) \quad (3.6.52)$$

と表せることに留意しよう。したがって、ディリクレ分布の初期パラメータ $\alpha_k^{(0)}$ ($k = 1, 2$) を、

$$\tilde{\omega}_i^t(k) = \frac{\alpha_k^{(0)}}{\sum_{k=1}^2 \alpha_k^{(0)}} \quad (k = 1, 2) \quad (3.6.53)$$

が成立するように決定する。以上で設定した混合地盤沈下モデルを用いて、5年後の地盤沈下量 y_i^5 を予測しよう。予測沈下量の分布は、式(3.4.19)に示すように、 $\alpha^{(0)}$ 、および ϕ_i の事前確率密度関数を決定することで得られる。いま、ディリクレ分布のパラメータベクトル $\alpha^{(0)}$ を、重みベクトル $\tilde{\omega}_i^5$ をもとに、 $\alpha_1^{(0)} =$

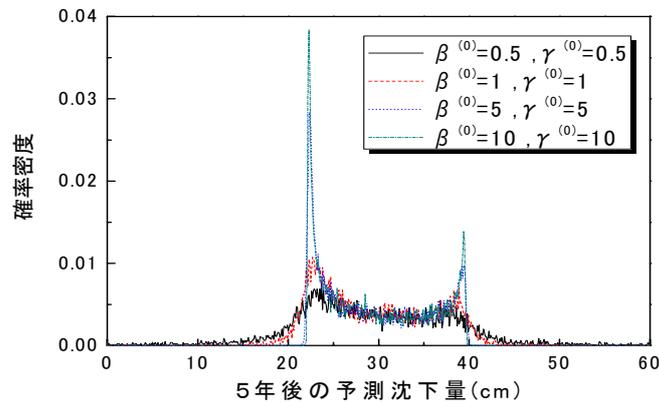


図-3.7 5年後の予測沈下量の分布

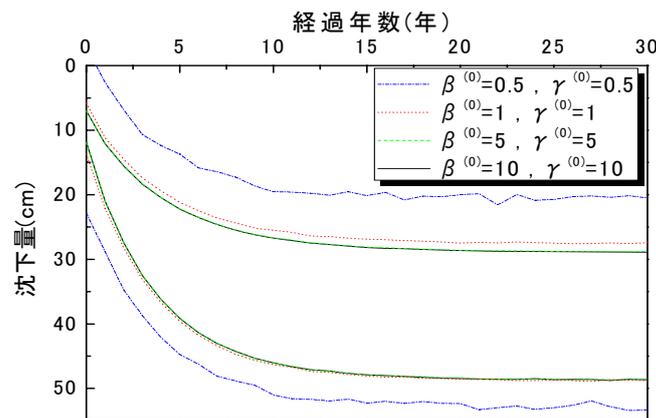


図-3.8 予測沈下量の95%信頼区間

0.593, $\alpha_2^{(0)} = 0.407$ と定める。図-3.7は、平面メッシュ $i = 73$ をとりあげ、 ϕ_i の事前確率密度関数のパラメータ $\beta^{(0)}, \gamma^{(0)}$ の値により、5年後の予測沈下量の分布がどのように変化するかを示した結果である。図-3.7に示すように、パラメータ $\beta^{(0)}, \gamma^{(0)}$ の値を増大させると、予測沈下量はより狭い範囲に分布することがわかる。一方、 $\beta^{(0)}, \gamma^{(0)}$ の値を減少させると、予測沈下量はより広い範囲に分布する。パラメータ $\beta^{(0)}, \gamma^{(0)}$ の値により、時刻 t における予測沈下量の95%信頼区間がどのように変化するかを図-3.8に示す。 ϕ_i の事前確率密度の初期パラメータは任意に設定できるが、ベイズ学習の効率性を向上させるためには、事前分布は一定程度分散している方が望ましい。本研究では、パラメータ初期値として $\beta^{(0)} = 0.5, \gamma^{(0)} = 0.5$ を設定した。図-3.7に示す結果より、これらの初期値を用いることにより、事前分布においてパラメータ値が過度に収束せず、一定程度分散することがわかる。

表-3.3 混合地盤沈下モデルの推計結果

パラメータ	期待値	95%信頼区間		Geweke検定統計量
$\omega_{73}(1)$	0.553	0.518	0.589	-8.63E-02
$\omega_{73}(2)$	0.447	0.428	0.467	8.63E-02
ϕ_{73}	2.76	0.66	7.41	-4.49E-02

3.6.4 3次モデルの作成

空港の供用後、継続的モニタリングにより、各平面メッシュの地盤沈下量に関する情報を獲得できる。このようなモニタリング情報を用いて、混合地盤沈下モデルを更新する問題を考えよう。現時点においては、空港が供用されておらず、モニタリング情報が蓄積されていない。そこで、各平面メッシュの地盤沈下量のモニタリング結果を仮想的に作成し、混合地盤沈下モデルのベイズ更新を試みる。いま、空港の運営・管理中の期間を、1) 初年度から6年度、2) 6年度からそれ以降の期間の2つに分割しよう。供用開始後、毎年定期的に地盤沈下量がモニタリングされ、供用開始後5年度の時点で、混合地盤沈下モデルをベイズ推計する問題を考える。ついで、6年度以降においても、毎年地盤沈下に関するモニタリング情報が獲得できる。そこで、新しく得られたモニタリング情報を、それまでの年度に得られたデータベースに加算し、新しく更新されたデータベースに基づいて、混合地盤沈下モデルを毎年ベイズ更新する問題もとりあげる。

対象とする空港地盤には、合計528個の平面メッシュが存在する。これらの各平面メッシュに対して、初年度から5年度までのモニタリング情報が得られたとしよう。図-3.6には、528個の平面メッシュの中から、事例として選択したメッシュ($i = 73$)をとりあげ、1次モデルで作成したサンプルパス、2次モデルで求めた期待値パスを示している。また、当該平面メッシュにおいて、5年間の地盤沈下量の観測結果を、図中の●印で示している。さらに、6年度以降のモニタリングによって得られる仮想的な観測結果に関しても、図中に○印で示している。当該メッシュにおいては、仮想モニタリング情報で示した地盤沈下過程は、期待サンプルパスよりも下方に位置しており、地盤沈下速度が期待値パスよりも大きい状況を想定している。空港供用後5年後を現在時点と考え、5年間のモニタリング情報を用いて混合地盤沈下モデルを更新し、6年度以降の地盤沈下量を予測する問題を考える。空港供用直後から5年度までのモニタリング情報を用いて3次モデルをベイズ推計しよう。今回の解析では、多重共線性の問題を避けるため、合計20本のサンプルパスのうち、3.6.3で利用した2本のサンプルパスを用いることとした。すなわち、混合地盤沈下モデルは

$$y_{73}^t = \sum_{k=1}^2 \omega_{73}(k) f_i(t, k) + \varepsilon_{73} \quad (3.6.54)$$

と表現される。また、 $k = 1$ は図-3.6に示すサンプルパス α と、 $k = 2$ はサンプルパス β に対応している。

さらに、混合地盤沈下モデルの重みベクトル ω_i の事前確率密度関数として、2次モデルで採用したディリクレ分布と同一の分布を用いた。一方、確率誤差項 ε_i の分散パラメータ ϕ_i の事前確率密度関数は式(3.4.18)のガンマ分布に従い、ガンマ分布のパラメータを、3.6.3における考察に基づいて、 $(\beta^{(0)}, \gamma^{(0)}) = (0.5, 0.5)$

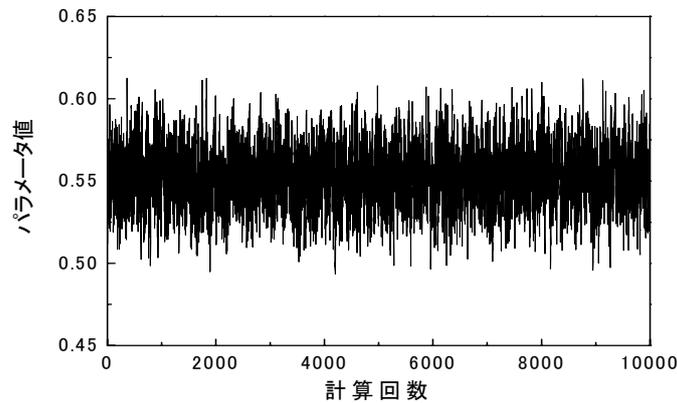


図-3.9 パラメータ $\omega_{73}(1)$ の収束過程

と設定した。また、収束判定のサンプル数は $\underline{n} = 2,000, \bar{n} = 10,000$ の合計8,000サンプルとした。

まず、供用開始後、5年間のモニタリング情報に基づいて、混合地盤沈下モデルをベイズ推計する問題をとらあげる。表-3.3に、混合地盤沈下モデルの推計結果として、重み $\omega_{73}(1)$ 、 $\omega_{73}(2)$ と分散パラメータ ϕ_{73} の期待値、95%信頼区間、およびGeweke検定統計量[20]を示している。Geweke検定統計量は、MCMC法によるサンプリング過程が定常状態に到達しているか否かを検定するための統計量であり、サンプル数 \underline{n} の設定が適切であるかどうかを検定するために用いられる。推計結果より、重みの合計は1となっており、制約条件式(5.3.2)を満足している。また、重み $\omega_{73}(1)$ の期待値が大きくなっているが、これは仮想モニタリング情報がサンプル平均パスより上方に位置しているためであり、必然的な結果といえる。また、MH法を実施する際に、マルコフ連鎖が定常状態に到達するためのサンプル数として $\underline{n} = 2,000$ を設定したが、Geweke検定統計量はいずれも1.96を下回っており、有意水準5%で「定常状態に収束している」という仮説を棄却できない。さらに、重み $\omega_{73}(1)$ と分散 ϕ_{73} の収束過程を図-3.9、図-3.10に、これら2つのパラメータの事後確率密度分布を図-3.11、図-3.12に示している。いずれのパラメータも早い段階で定常状態に収束していることがわかる。図-3.11、図-3.12には、これらのパラメータの事前分布も示しているが、ベイズ更新により混合地盤沈下モデルにおけるパラメータ分布の分散が小さくなっている。

つぎに、5年度にベイズ更新された混合地盤沈下モデルを用いて、6年度以降の地盤沈下パスを予測した結果を図-3.13に示す。前述したように、地盤沈下過程の実績パスとして、期待サンプルパスよりも沈下速度が大きいパスを仮想的に設定している。したがって、経過年数30年の時点での予測沈下量の期待値が38.11cmとなり、期待サンプルパスの35.75cmよりも大きくなっている。供用後30年度における95%信頼区間の下限は37.99cm、上限は38.22cmであり、ベイズ更新の結果、混合地盤沈下モデルの推計精度が向上し、より正確な地盤沈下リスクの管理が可能になることが判明した。

さらに、6年度以降も、継続してモニタリング情報が蓄積され、混合地盤沈下モデルが逐次ベイズ更新

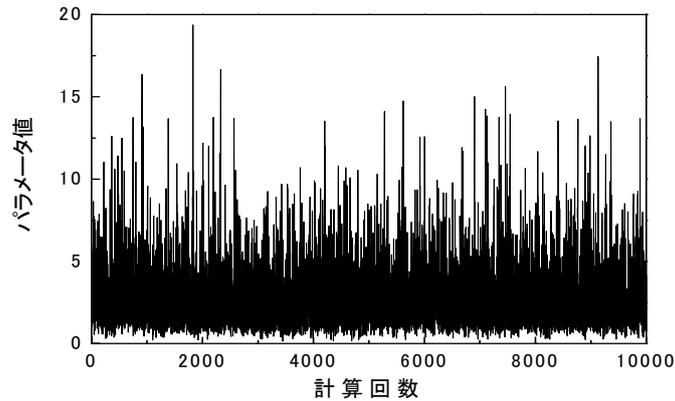


図-3.10 パラメータ ϕ_{73} の収束過程

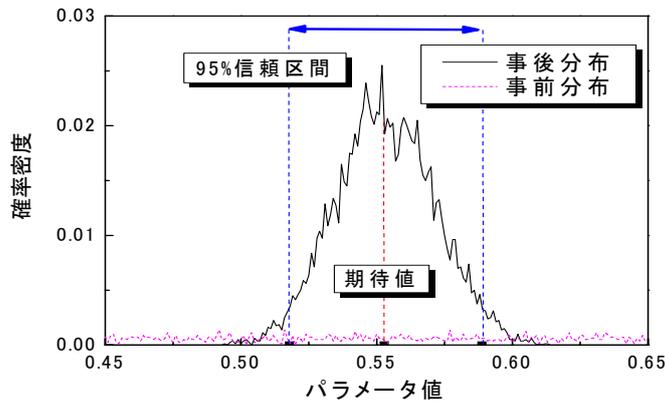


図-3.11 パラメータ $\omega_{73}(1)$ の事後分布

される問題を考えよう。再び、平面メッシュ $i = 73$ に着目する。同メッシュでは、図-3.6に示したように、6年度以降に○印で示すようなモニタリング結果が追加されている。ここで、各年度に新しいモニタリング情報が得られる度に、混合地盤沈下モデルが逐次ベイズ更新されると考えよう。さらに、更新された混合地盤沈下モデルを用いて、空港供用後、30年度の地盤沈下量を予測した結果を表-3.4に示している。同表には、当該年までのモニタリング情報を用いてベイズ更新した混合地盤沈下モデルを用いて、供用後30年度の地盤沈下量の予測値（期待値）と95%信頼区間の上・下限値を記載している。なお、30年時点の仮想モニタリング情報（沈下量）は39.09cmである。ベイズ更新の結果を比較すると、情報の蓄積とともに、期待値パスが若干修正されるとともに、信頼区間の幅が狭まっている。このことからベイズ更新により推計精度が高まっていることが理解できる。なお、図-3.14には、10年時点までモニタリング情報が蓄積された場合をとりあげ、この時点において予測した10年度以降の地盤沈下量の期待値パスと95%信頼区間を

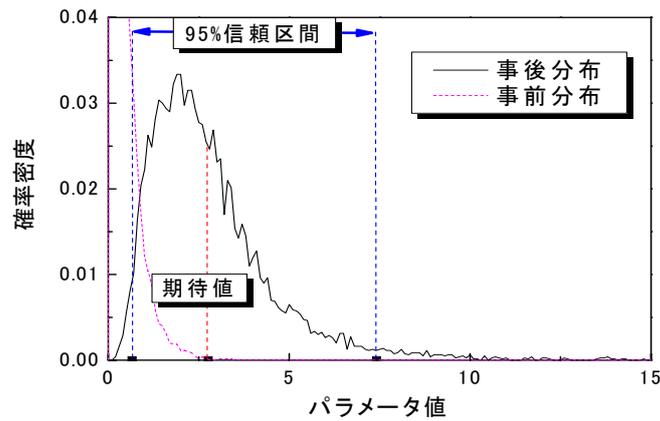


図-3.12 パラメータ ϕ_{73} の事後分布

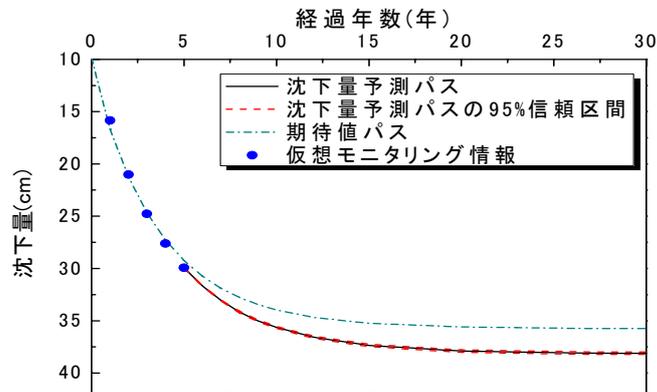


図-3.13 5年度における沈下量予測結果

示している。5年時点で予測したサンプルパスの信頼区間と、10年時点におけるサンプルパスの信頼区間を比較することにより、ベイズ更新を通じて混合地盤沈下モデルの信頼性が向上していることを視覚的に確認することができる。

つぎに、予測しえない急激な沈下が観測された場合のベイズ更新結果を検証する。図-3.15にその場合の仮想モニタリング情報を示す。5年まではこれまでと同様の沈下量が観測され、6年度に急激な沈下の発生を想定している。図中の青いプロットはこれまでのモニタリング情報（ケース1）であるが、赤いプロットが今回のケース（ケース2）である。この情報に基づいてベイズ更新を行った結果（沈下パス）を同図に併せて示している。沈下量はかなり大きくなるが、新規情報を反映したベイズ更新がなされていること、これまでと同様に沈下が12年程度で収束傾向を示していることを確認できる。これは、今回与えた急激な沈下量が、利用しているサンプルパスの上・下限値内に収まっていたことが要因である。実際に計測され

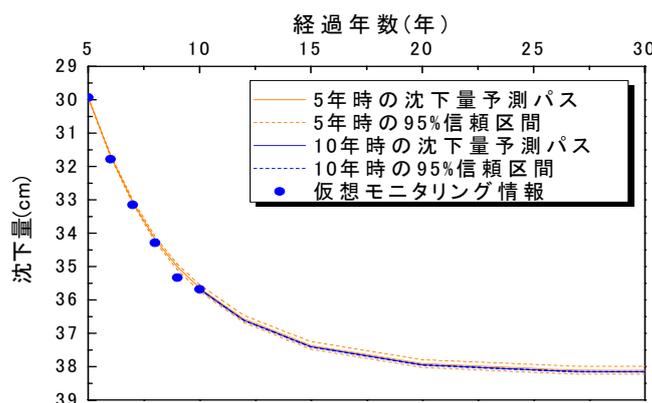


図-3.14 10年度における予測結果

表-3.4 地盤沈下量の予測結果(メッシュ*i* = 73)

当該年	30年時点の 沈下量予測値	95%信頼区間		信頼区間 の幅
5年	38.109	37.990	38.224	0.234
6年	38.209	38.139	38.279	0.140
7年	38.218	38.174	38.263	0.089
8年	38.226	38.199	38.254	0.055
9年	38.439	38.419	38.457	0.038
10年	38.151	38.140	38.163	0.023
15年	38.115	38.114	38.116	0.002
20年	38.477	38.477	38.477	0.000
25年	39.046	39.046	39.046	0.000

注) 30年時点における仮想モニタリング情報(沈下量)は39.09cmである。

る地盤沈下過程の定性的な特性が許容範囲内にあれば、重みパラメータを修正することにより、その後の沈下過程を表現できる。地盤沈下過程の実測値が、1次モデルによる予測結果による適用可能性の範囲内に収まっているかどうかに関する検討方法に関しては、3.6.5でとりあげる。表-3.5には、重みパラメータの推計結果を示している。表-3.3と比較して、サンプルパスの重みパラメータが補正され、 $\omega_{73}(2)$ の値が大きくなっていることが確認できる。したがって、実用化に際しては、サンプルパスの上・下限値の範囲を広い目に設定しておくことが有効であると考えられる。

3.6.5 モデルの適用範囲の検証

本研究で提案したハイブリッド型地盤沈下モデルを用いることにより、1次モデルが有効であるという前提の下で、地盤沈下の継続的モニタリングにより、地盤沈下予測の精度を恒常的に改善することができる。当然のことながら、混合沈下モデルによる予測結果と現実の観測値の間には、推計残差が存在する。このような推計残差として、ランダムな推計残差とシステムの推計残差が考えられる。ランダムな推計残差

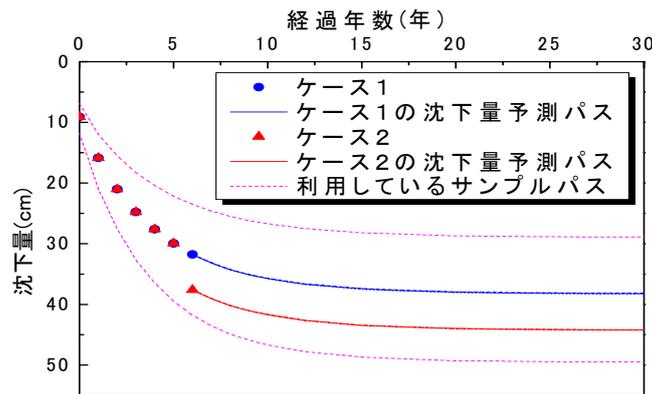


図-3.15 急激な変化における予測結果

表-3.5 予期しえない沈下に対する補正結果

パラメータ	期待値	95%信頼区間		Geweke検定統計量
$\omega_{73}(1)$	0.472	0.462	0.482	2.10E-02
$\omega_{73}(2)$	0.528	0.518	0.538	-2.10E-02
ϕ_{73}	61.34	18.55	133.40	-1.70E-02

に関しては、混合地盤沈下モデルをベイズ更新することにより、地盤沈下過程の推計精度を向上することが可能である。しかし、システムの推計残差が発生する場合、ハイブリッド型地盤沈下モデルの適用可能性を吟味することが必要となる。たとえば、図-3.16の事例では、現実の沈下過程の特性が、1次モデルで想定した沈下過程の特性の間に明らかな乖離が発生している。混合地盤沈下モデルは、1次モデルで得られたサンプルパスの線形結合で表現されるため、ベイズ更新を通じても混合地盤沈下モデルのシステムの推計誤差を補正できない。

混合地盤沈下モデルにシステムの推計残差が存在するか否かを統計的に仮説検定する方法論を提案しよう。いま、時点 $t = T$ までのモニタリング情報 $y_i^{0,T}$ を用いて混合地盤沈下モデル、

$$y_i^t = \sum_{k=1}^K \omega_i(k) f_i(t, k) + \varepsilon_i \quad (3.6.55)$$

が得られたとしよう。ただし、混合地盤沈下モデルの重み係数 $\omega_i(k)$ として、ベイズ更新後のサンプル平均パスの重み $\tilde{\omega}_i(k)$ を用いることとしよう。この時、時点 $t (< T)$ における残差は、

$$\xi_i^t = y_i^t - \sum_{k=1}^K \tilde{\omega}_i(k) f_i(t, k) \quad (3.6.56)$$

と表すことができる。したがって、システムの推計残差の有無は、

$$\xi_i^t = \rho \xi_i^{t-1} + \varpi_t \quad (3.6.57)$$

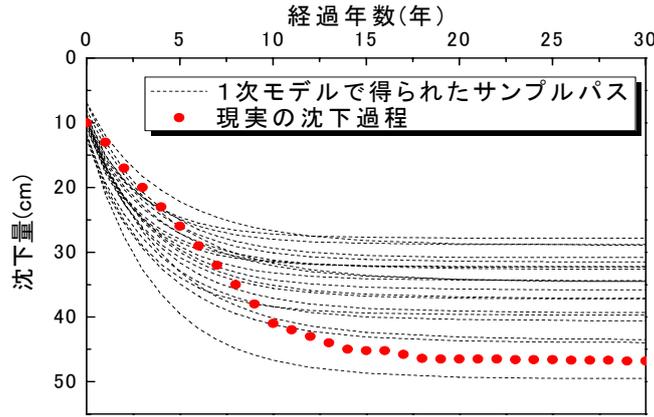


図-3.16 混合地盤沈下モデルの系統的誤差

において、1階の自己相関係数 ρ を推計することで判別することができる。ただし、 $\varpi_t \sim \mathcal{N}(0, \vartheta^2)$ はホワイトノイズである。いま、 ρ の事前確率密度関数が無情報事前分布（定数）、 ϑ^{-2} の事前確率密度関数がガンマ分布 $\mathcal{G}(\zeta, \eta)$ に従うとしよう。この時、 ρ の事後確率密度関数 $\pi(\rho|\mathbf{y}_i^t)$ は、

$$\pi(\rho|\mathbf{y}_i^t) \propto \left(\eta + \frac{1}{2} \sum_{i=0}^t (\xi_i^t - \rho \xi_i^{t-1})^2 \right)^{-(\zeta + (t+1)/2)} \quad (3.6.58)$$

と表すことができる。いま、 φ を定数として、 $\rho \geq |\varphi|$ を満たすときに系統的推計残差が存在するとしよう。このとき、系統的推計残差が存在するか否かを検討する仮説検定モデルを、

$$\begin{cases} H^0 : \rho \in S_0 & S_0 = \{\tilde{\rho}|\tilde{\rho} \leq |\varphi|\} \\ H^1 : \rho \in S_1 & S_1 = \{\tilde{\rho}|\tilde{\rho} > |\varphi|\} \end{cases} \quad (3.6.59)$$

と定式化できる。仮説 $H_i (i = 0, 1)$ が成立する事後確率 P_{H_i} はそれぞれ、

$$P_{H_0} = \int_{S_0} \pi(\rho|\mathbf{y}_i^t) d\rho \quad (3.6.60)$$

$$P_{H_1} = \int_{S_1} \pi(\rho|\mathbf{y}_i^t) d\rho \quad (3.6.61)$$

となる。 $P_{H_1} > P_{H_0}$ のとき、帰無仮説 H_0 は棄却され、系統的推計残差が存在し、1次モデルの有効性に限界があると判断できる。

現時点において、対象地盤における地盤沈下モニタリングデータが蓄積されておらず、本研究で用いた1次モデルの適用範囲を検討できる段階ではない。不幸にして、現実の地盤沈下過程の観測結果、本研究で提案したハイブリッド型地盤沈下モデルの適用性に疑義が生じた場合、モデルの再構成が必要となる。この場合、図-3.1に示したように1次モデルの信頼性に問題が生じているわけであり、地盤モデル、あるいは圧密沈下モデル自体を再検討しなければならない。1次モデルの再検討の問題は、本稿の域を超えているため、ここではこれ以上議論しないこととする。

3.7 おわりに

本研究では、空港施設のアセットマネジメントにおいて重要な課題となる地盤沈下の継続的モニタリングとモニタリング情報を用いた地盤沈下予測結果をベイズ更新するための方法論の提案を試みた。具体的には不同沈下を考慮した1次元圧密モデルを用いて、地盤沈下過程に関するサンプルパスを作成するとともに、サンプルパスを荷重平均した混合地盤沈下モデルを作成した。さらに空港の供用開始後、地盤沈下量を継続的にモニタリングすることにより、混合地盤沈下モデルをMCMC（マルコフ連鎖モンテカルロ）法を用いてベイズ更新する方法論を提案した。さらに空港施設の地盤沈下予測管理問題への適用事例を通じて本研究で提案した方法論の有効性に関して実証的に検証した。しかし、本研究で提案したベイズ更新モデルの適用可能性を向上するためには、以下のような研究課題が残されている。第1に、本研究の適用事例は、現時点において空港整備事業が開始された段階である。したがって、現時点においてモニタリング情報が入手可能ではない。適用事例では、モニタリング情報を人工的に作成することにより混合地盤沈下モデルのベイズ更新を試みた。今後、空港地盤の沈下過程を継続的にモニタリングすることにより、混合地盤沈下モデルのベイズ更新の有効性を、現実のモニタリング情報を用いて検証することが必要である。第2に、空港舗装マネジメントにおいて地盤沈下予測管理は重要な検討課題ではあるが、舗装マネジメントを実施するためには空港舗装の劣化・損傷過程を管理することが必要である。そのためには、地盤沈下に伴い空港舗装の劣化・損傷が進展する過程をモデル化[23]・[24]することが必要である。第3に、本研究で提案した方法論は、1次モデルが有効であるという範囲内において、適用可能である。3.6.5では、混合地盤沈下モデルの推計残差を用いて、1次モデルの有効性を検討する方法論を提案した。しかし、推計残差の系列相関が大きく、1次モデルの有効性に限界があることが判明した場合、本研究で提案した方法論を用いて地盤沈下予測を継続的に実施することには問題がある。この場合、1次モデルにさかのぼり、モデルの仮定や前提条件の再吟味、あるいはモデルの再構築が必要となることは言うまでもない。このような1次モデルのフォローアップに関しては、今後に残された大きな研究課題である。第4に、本研究で提案したベイズ更新モデルは、モニタリング情報に基づいて設計段階における予測結果をベイズ更新するための方法論を提案したものである。このようなベイズ更新モデルは、地盤沈下予測管理以外の幅広い問題に対して適用できる可能性を持っている。今後、ベイズ更新モデルの方法論の有効性を空港舗装以外の土木施設のアセットマネジメント問題に対して検証することが必要である。

参考文献

- [1] 松尾稔：地盤工学－信頼性設計の理念と実際－，技報堂出版，1984.
- [2] Tang, W.H.: Probabilistic evaluation of penetration resistance, *Proc. of ASCE*, Vol.105, GT10, pp.1173-1191, 1979.
- [3] 奥村樹郎，土田孝：土質定数のばらつきを考慮した不同沈下の推定，港湾技術研究所報告，第20巻3号，pp131-168, 1981.
- [4] 久楽勝行，護摩堂満，竹内辰典：軟弱地盤上の不同沈下の実態とその予測，土木技術資料，25-12, pp.14-21, 1983.
- [5] 土田孝，小野憲司：数値シミュレーションによる不同沈下の予測とその空港舗装設計への適用，港湾技術研究所報告，第27巻，第4号，pp.123-200, 1988.
- [6] Yuan, J. and Mooney, M.A.: Development of adaptive performance models for the Oklahoma airfield pavement management system, *TRB 2003 Annual Meeting Nov.15*, pp1-24, 2002.
- [7] Pavement Management System: *Advisory Circular*, Federal Aviation Administration, AC No.150/5380-7, pp1-8, 1988.
- [8] Mishalani, R. and Madanat S.: Computation of infrastructure transition probabilities using stochastic duration models, *ASCE, Journal of Infrastructure Systems*, Vol.8, No.4, pp139-148, 2002.
- [9] Shin, H.C. and Madanat, S.M. : Development of a stochastic model of pavement distress initiation, 土木学会論文集, No.744/IV-61, pp.61-67, 2003.
- [10] 津田尚胤，貝戸清之，青木一也，小林潔司：橋梁劣化予測のためのマルコフ推移確率の推定，土木学会論文集, No.801/I-63, pp.68-82, 2005.
- [11] 青木一也，山本浩司，津田尚胤，小林潔司：多段階ワイブル劣化ハザードモデル，土木学会論文集, No.798/VI-68, pp.125-136, 2005.
- [12] 森脇武夫：実務のための圧密沈下予測とその対策技術，圧密現象とその理論的な取り扱い（その1；一次元圧密），土と基礎，Vol.54, No.11, pp.39-54, 2006.
- [13] Jeffreys, H.: *The Theory of Probability*, Oxford University Press, 1961.
- [14] 繁枘算男：ベイズ統計入門，東京大学出版会，1985.

- [15] Ibrahim, J.G., Ming-Hui, C. and Sinha, D.: *Bayesian Survival Analysis*, Springer Series in Statistics, 2001.
- [16] 和合肇：ベイズ計量経済分析，マルコフ連鎖モンテカルロ法とその応用，東洋経済新報社，2005.
- [17] 伊庭幸人：計算統計学のフロンティアー計算統計II，マルコフ連鎖モンテカルロ法とその周辺，岩波書店，2005.
- [18] 貝戸清之，小林潔司：マルコフ劣化ハザードモデルのベイズ推定，土木学会論文集A，Vol.63，No.2，pp.336-355，2007.
- [19] Gilks, W.R. and Wild, P.: Adaptive rejection sampling for Gibbs sampling, *Applied Statistics*, Vol.41, pp.337-348, 1992.
- [20] Geweke, J.: Evaluating the accuracy of sampling-based approaches to the calculation of posterior moments, *Bayesian Statistics*, Vol.4, pp.169-193, Oxford University Press, 1996.
- [21] Chib, S.: Marginal likelihood from Gibbs output, *Journal of the American Statistical Association*, Vol.90, pp.1313-1321, 1995.
- [22] 下村泰造，西澤辰男，吉永清人，福岡知久：疲労度設計法を用いた空港コンクリート舗装の維持管理手法の検討，土木学会舗装工学論文集，第12巻，pp.211-218，2007.
- [23] 小梁川雅，野田悦郎，伊藤正秀：供用履歴を受けたコンクリート舗装の疲労特性に関する研究，土木学会舗装工学論文集，第9巻，pp.149-156，2004.
- [24] 西澤辰男，松野三朗：コンクリート舗装の構造解析における有限要素法の適用性について，土木学会論文報告集，第338号，pp.207-215，1983.

第4章

ハイブリッド型コンクリート舗装劣化モデル

4.1 はじめに

空港コンクリート舗装のアセットマネジメントにおいては、ライフサイクル費用の低減化[1][2]が図れるような最適補修戦略を策定することが重要である。特に、空港の使用性の観点から、施設を長時間にわたり閉鎖して大規模補修を実施することは、多大な経済損失を招くことになる。このため、空港コンクリート舗装の設計にあたっては、長期間にわたって十分な耐久性を有するような舗装構造を確保することが求められる。特にコンクリート舗装は航空機が駐機するエプロン部などの耐流動性が求められる場所に適用され、ひび割れ等の損傷が大きくなれば打ち換えを行うのが一般的で施設の中期的な閉鎖は避けられない。このため、適切な維持管理を行い、設計供用期間中の耐久性を確保することが要請される。こうした要求から、コンクリート舗装のアセットマネジメントを実施する上で、コンクリート舗装の劣化モデルを作成し、ライフサイクル費用や補修需要を推計することが必要とされている。

現在、劣化予測手法として、統計的劣化モデルと力学的劣化モデルが提案されている。前者は、劣化過程に関するデータに基づいて、劣化過程の統計的規則性をモデル化する方法である。通常、空港コンクリート舗装の劣化過程は、PRI (Pavement Rehabilitation Index)を用いて評価される。しかし、現時点において、空港コンクリート舗装のPRIの経年的変化に関するデータは、ほとんど蓄積されておらず、統計的劣化モデルを用いることは不可能である。一方、力学的劣化モデルは、劣化過程に関するデータが蓄積されていなくても適用できるという利点がある。しかし、劣化過程に多くの不確実性が介在したり、劣化メカニズムの解明が不十分であることにより、力学的劣化モデルの予測精度に問題がある場合も少なくない。3章において記述した混合地盤沈下モデルは、空港供用後の地盤沈下量データが存在しない状況の下で、力学的モデルである1次元圧密沈下モデルから確率的に発生させた地盤沈下サンプルパスを元に、供用後の地盤沈下量を1次モデルのサンプルパスの荷重和で表現し、供用後に継続的にモニタリングした沈下量をベイズ更新したハイブリッド型地盤沈下モデルである。空港供用開始後は継続的なモニタリングを用いたベイズ更新により、地盤沈下過程の予測精度を向上させることが可能となる。混合地盤沈下モデルの必要性は2章に示した通り、空港コンクリート舗装の耐久性に不同沈下量が大きく影響するため、空港コンク

リート舗装の劣化モデルを考えるとときに重要となる。すなわちコンクリート舗装の劣化過程を地盤沈下過程に依存した非斉次のマルコフモデルで記述する。

上記を受けて、本研究では空港コンクリート舗装の劣化データが存在しない状況の下で、まず、力学的劣化モデル（以下、1次モデルと呼ぶ）を用いてコンクリート舗装の劣化予測を試みる。その上で、空港供用後、劣化現象を逐次モニタリングしながら、1次モデルの予測結果をベイズ更新する方法論を提案する。1次モデルを用いた劣化予測では、地盤沈下過程や疲労メカニズム等に不確実性が介在するために、確定的な劣化予測を行うことが困難である。そこで、土質条件をランダムに変化させ、複数の地盤沈下シナリオを作成する。さらに、航空機走行経路の確率分布を考慮し、コンクリート舗装の疲労破壊過程に関するサンプルパスを発生させる。その上で、サンプルパス情報に基づいて、地盤沈下過程やコンクリート舗装の疲労破壊プロセスを統計的劣化モデル（以下、2次モデルと呼ぶ）を用いて近似的に表現する。さらに、空港供用後に新しく得られたモニタリング情報に基づいて、2次モデルを逐次更新するというハイブリッド劣化モデルを提案する。

以上の問題意識の下に、本研究では空港コンクリート舗装の劣化過程を記述するために、1) 1次モデルによるサンプル情報の生成、2) それに基づく2次モデルの作成、3) 2次モデルのベイズ更新というハイブリッド劣化モデルを提案する。さらに、H空港のコンクリート舗装マネジメントを対象とした適用事例を通じてハイブリッド劣化モデルの有効性を検討する。なお、本章で提案する劣化予測モデルは、数多くのサブシステムをハイブリッド劣化モデルとして集大成したものであり、サブシステムのいくつかは前章までに述べられているが、ハイブリッド劣化モデルの内容理解のために、該当する部分で内容を簡潔に紹介することをあらかじめ断っておく。以下、4.2では本研究の基本的な考え方を整理し、4.3で、ハイブリッド劣化モデルの全体構成を説明する。4.4では、力学的劣化モデルを用いて劣化過程に関するサンプルパスを作成する。4.5では、2次劣化モデルを作成する。4.6では、2次モデルのベイズ更新とベイズ予測の方法について説明する。4.7では、適用事例について考察する。

4.2 本研究の基本的立場

4.2.1 従来の研究概要

1章において述べたように、空港コンクリート舗装のマネジメントに関しては、米国において実績があり、オクラホマ空港における空港舗装を対象とした舗装マネジメントシステム [3] や FAA (Federal Aviation Administration) が提案している舗装マネジメントシステム [4] 等の事例が存在する。両事例とも、経年的に蓄積された十分な空港舗装の劣化データを用いて、最小二乗法を用いてコンクリート舗装の供用性曲線を推計している。しかし、劣化過程に多大な不確実性が介在するために、劣化曲線の推計精度は必ずしも良好ではない。劣化過程の不確実性を考慮した統計的劣化モデルとして、マルコフ連鎖モデルが提案され

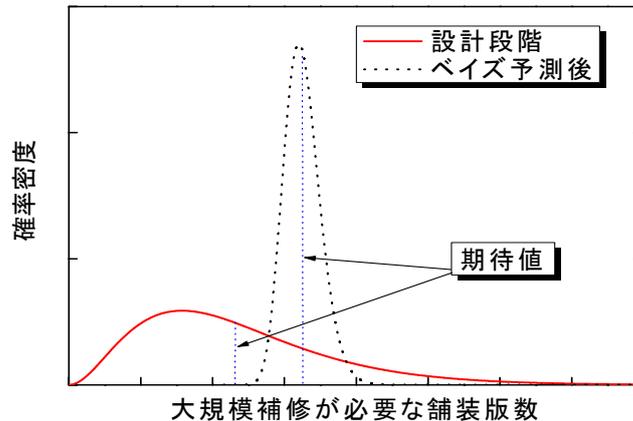
ている [5]–[11]. マルコフ連鎖モデルでは、対象とする施設の健全度を、複数の離散的なレーティング指標で表現し、健全度間の遷移状態をマルコフ推移確率で表現する。これらの統計的劣化モデルは、現実を生じた劣化現象に基づいてモデル化するため、劣化現象に関わる情報が蓄積されれば、平均的な劣化過程に関して信頼性の高い予測が可能となる。しかし、統計的劣化モデルは、モデルを推計するために対象とする施設の劣化過程に関するデータの蓄積が必要となる。

一方、力学的劣化モデルは、劣化過程を物理モデルにより記述する方法である。空港コンクリート舗装に関しては、疲労度設計法を用いた信頼性設計法により、コンクリート版の疲労破壊のメカニズムを分析し、コンクリート版の寿命を想定する方法 [12]–[18] が提案されている。近年、建設が増加している臨海部空港においては、地盤の不同沈下がコンクリート舗装の劣化に多大な影響を及ぼすことが知られている。このため、本研究では空港地盤の沈下過程を1次元圧密モデルで表現するとともに、疲労度設計法を用いた信頼性設計法により、空港舗装の劣化過程を予測する方法を採用する [19]–[20]。しかし、土質条件の不確実性が介在するため、地盤沈下過程を確定的に予測することは極めて困難である。コンクリート舗装の疲労破壊過程にも不確実性が介在する。さらに、現場における初期施工状態のばらつきや材料物性値の持つ不均一性等、力学的劣化モデルで記述できない要因による影響を無視できない。

力学的劣化モデルは、理論的仮説や実験結果等に基づいて、劣化現象を記述するため、劣化に関するデータが現実存在しなくても劣化過程を予測することが可能である。さらに、モデルの理論的前提が成立する範囲の中では、信頼性の高い劣化予測結果が得られる。しかし、現実には力学的劣化モデルには、上述したように多くの不確実性が介在するため、現実生じた劣化状態が、力学的劣化モデルにより推計された予測値と一致する保証はない。本研究では、力学的劣化モデルに介在する不確実性に対処するために、以下のような方法論を採用する。まず、土質条件をランダムに与えることにより、空港地盤の沈下過程に関するサンプルパスを発生させる。その上で、疲労度解析により、各サンプルパスに対して空港舗装の劣化過程を予測する。以上の方法で、コンクリート舗装の劣化過程に関する数多くのサンプルパスを獲得できる。その上で、サンプルパスの背後にある統計的な規則性を、統計的劣化モデルを用いて表現する。つぎに、空港供用後の期間に着目するとともに、空港コンクリート舗装の維持・管理過程で得られた点検情報に基づいて、統計的劣化モデルをベイズ学習させるという方法論を提案する。このように、本研究で提案する劣化モデルは、力学的劣化モデルと統計的劣化モデルを合成したハイブリッド型モデルである。すでに、筆者等は、空港地盤の沈下過程に関するハイブリッド型予測モデル [21] を提案している。ただし、本研究では、空港地盤の沈下予測モデルを部分モデルとして内包したような空港コンクリート舗装のハイブリッド型劣化予測モデルを提案するところに特色がある。

4.2.2 空港舗装のリスクマネジメント

本研究では、PFI事業権契約による空港コンクリート舗装マネジメント問題をとりあげる。このような



注) 設計段階で予測した大規模補修需要(補修が必要となる舗装版数)と供用開始後にベイズ予測した補修需要の確率分布を示している。モニタリング情報を用いることにより、舗装劣化予測リスクが軽減される。

図-4.1 舗装劣化予測リスク(再掲)

空港舗装マネジメントでは、ライフサイクル費用リスクの管理が重要な課題となる。臨海部空港等、軟弱地盤上に建設された空港施設では、空港供用開始直後の期間では、地盤沈下リスクが大きく、ライフサイクル費用に及ぼす影響が大きい。しかし、時間の経過とともに、地盤沈下過程は次第に安定化してくる。一方で、コンクリート版に繰り返し荷重が作用し、コンクリート版の疲労破壊のリスクが大きくなる。このように、空港供用後、時間の経過に伴って、コンクリート舗装の管理条件が時間と共に変化する。PFI事業権契約においては、契約終了時点において、空港コンクリート舗装の健全度が、性能基準を上回ることが義務づけられている。したがって、ライフサイクル費用リスクを管理する上で、大規模補修が必要となる舗装面積(コンクリート舗装版数)を予測することが重要な課題となる。

いま、事業期間を設計段階、運用段階という2つの期間に分類しよう。設計段階では、地盤沈下過程や舗装劣化過程に関する実績データが存在しない。このため力学的モデルを用いて、地盤沈下・舗装劣化過程の将来予測を行うことが必要となる。その際、地盤条件や舗装の疲労破壊に関する不確実性を考慮して、ある一定の安全率を見込んで舗装構造を設計することになる。図-4.1には、計画期間内の目標時点において大規模補修が必要となる舗装版数の確率分布を設計段階の情報を用いて予測した結果を示している。一方、空港供用後には、地盤沈下量、舗装劣化過程に関するモニタリング情報が蓄積される。このようなモニタリング情報を用いることにより、地盤沈下過程、舗装劣化過程に関する予測精度を向上できる。図-4.1には、空港供用後一定の期間を経た時点で目標時点において大規模補修が必要となる舗装版数をベイズ予測した結果を示している。同図の2つのグラフは同一の目標時点における補修需要分布を表しているがベイズ予測の結果では、補修需要の分散が小さくなっており、予測精度が向上したことが理解できる。さらに、同図では、ベイズ予測された補修需要の期待値が、設計段階における期待値よりも上回っており、ラ

ライフサイクル費用が当初の計画より増加することが見込まれる。このように設計段階における予測結果にシステマ的な予測誤差が存在する場合、ベイズ予測の結果に基づいて、将来の補修予算計画を修正することが必要となる。

4.2.3 ハイブリッド劣化モデル

本研究で提案するハイブリッド劣化モデルは、力学的理論に基づいて、1) 劣化過程のサンプルデータを発生する1次モデル、2) 1次モデルで生成したサンプルデータの統計的規則性を表現した2次モデルにより構成される。さらに、運用段階において、3) 空港供用後に観測されたモニタリング情報を用いて、2次モデルをベイズ学習する3次モデルが付加されている。

1次モデルは、1) 地盤の不同沈下過程を予測する確率的1次元圧密モデル、2) コンクリート版内に発生する応力状態を解析する2次元平板有限要素法モデル、3) コンクリートの破壊確率曲線からコンクリート版の累積疲労度を算定する疲労破壊モデルという3つのサブモデルで構成されている。しかし、1次モデルを用いてライフサイクル費用評価を実施する場合、1) モデルの操作性に問題があり、膨大な計算時間が必要となる。2) シミュレーションで得られた膨大な分析結果に対して統計的処理を行うことが必要となるという課題が発生する。さらに、3) 破壊確率曲線は、疲労破壊試験で得られた限られた実験サンプルを用いて統計的に推定された曲線であり、理論的基盤を持つ力学的モデルとは言いがたい。このように1次モデルは、分析精度が異なるサブシステムを連結したものであり、1次モデルの予測結果には多くの不確実性が介在する。本研究では、1次モデルに介在する不確実性の内、土質条件の不確実性に関しては、土質条件をランダムに変化させた1次元圧密モデルを用いて、多数の地盤沈下シナリオを発生させる。さらに、コンクリート版の疲労破壊に関する不確実性に関しては、航空機の走行時のばらつきを確率的に表現し、コンクリート版の疲労破壊に関するサンプルパスを作成する。その上で、1次モデルを用いて発生した膨大な計算結果に含まれる統計的規則性を2次モデルを用いて表現する

空港施設の運用段階では、コンクリート舗装の劣化特性を継続的に観測することにより、初期時点で実施した劣化予測の誤差を評価することが重要となる。初期時点から、ある一定の期間が経過した時点で、予測結果と実測値の間に誤差が生まれてきた場合を考えよう。この場合、継続的なモニタリングにより獲得した実績データを活用して、その時点以降における劣化予測の信頼性を向上させることが必要となる。実測データに基づいて劣化モデルの信頼性を向上させる方法として、1) 1次モデルを逆解析により修正する方法、2) 2次モデルをベイズ更新する方法が考えられる。本研究でとりあげる1次モデル（力学的劣化モデル）は、信頼性や精度が異なる多くのサブモデルにより構成されており、予測結果と実測値の間に乖離が発生しても、その原因を確定的に特定化することは困難である。一方、2次モデルが統計的モデルで表現されている場合、新しく獲得した実績データを用いて、容易にモデルをベイズ更新することが可能である。本研究では、劣化予測結果の信頼性を向上するために、2次モデルをベイズ更新する方法論を提案す

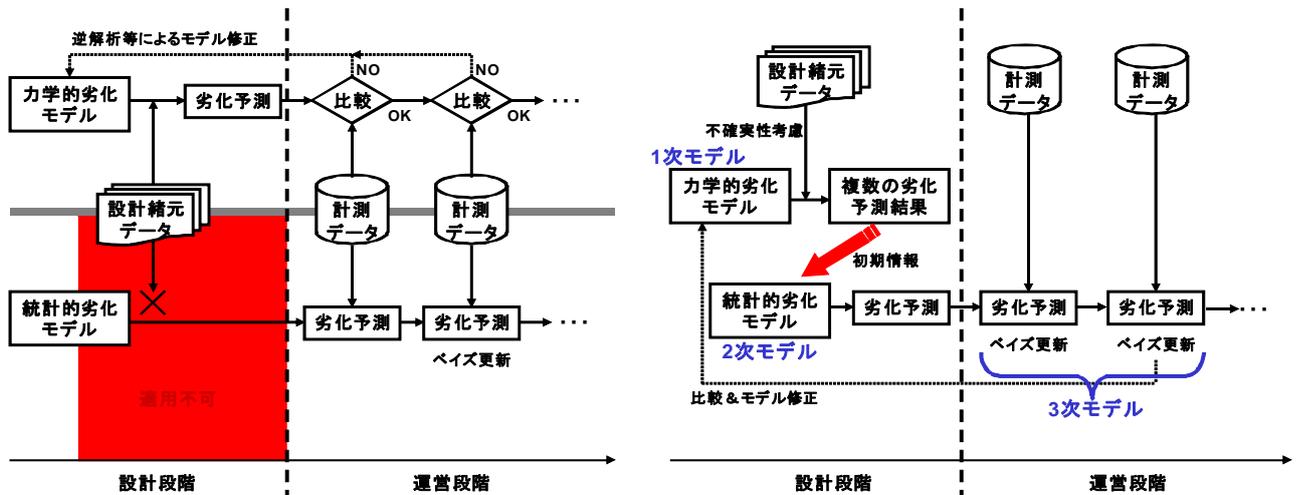


図-4.2 ハイブリッド劣化モデルの特性

る。さらに、継続的なモニタリングを通じて、実績データが蓄積されれば、2次モデルの予測精度を向上させることが可能である。

4.2.4 ハイブリッド劣化モデルの特徴

ハイブリッド劣化モデルは、力学的劣化モデルと統計的劣化モデルを合成した構造を有している。図-4.2は、力学的劣化モデル、確率的劣化モデルを用いた劣化予測の方法と、ハイブリッド劣化モデルを用いた予測方法の相違点を模式的に示している。同図の左側は、従来の劣化予測の考え方を示している。図の上半分には力学的劣化モデルを用いた場合、下半分には統計的劣化モデルを用いた予測方法が示されている。両者の方法は、互いに独立であり、それぞれ別々の方法論に基づいて劣化予測が行われる。力学的劣化モデルを用いた場合、劣化情報が存在しなくても、劣化予測を行うことが可能である。時間の経過とともに劣化過程に関する実測値が得られた場合、モデルの予測結果と実績値の間にかい離が生じた場合、逆解析的手法等を用いて、力学的劣化モデルを修正することが必要となる。一方、統計的劣化モデルは、各施設の固有の構造特性、環境条件や検査間隔の不均一性を考慮できるという利点がある。しかし、劣化情報が存在しない場合、統計的劣化モデルを推計することは不可能である。空港コンクリート舗装のように、十分な計測値の蓄積がない場合、統計的モデルによる劣化予測を行うためには、今後のデータの蓄積を待たざるを得ないという限界がある。

図-4.2の右側には、ハイブリッド劣化モデルを用いた劣化予測の方法を模式化している。ハイブリッド劣化モデルでは、力学的劣化モデルによる予測結果を初期情報として位置づける。さらに、力学的劣化モデルによる予測結果を用いて、統計的劣化モデルを作成する。その際、力学的モデルの計算結果において、支配的な役割を演じているパラメータや説明変数を取りあげ、これらの変数やパラメータを説明変数とす

るような統計的劣化モデルを作成する. このような方法論を採用することにより, 初期時点において実績データがない場合においても, 不確実性を考慮した劣化予測が可能となる. また, 継続的なモニタリングにより獲得した計測データを活用して, 逐次ベイズ更新を行うことにより, 劣化モデルの信頼性を向上させることが可能である. その一方で, ハイブリッド劣化モデルを用いて劣化予測を行った結果, 劣化予測の結果と実績値の間に無視できないかい離が存在する場合, 統計的劣化モデルをベイズ更新し, ハイブリッド劣化モデルの信頼性の向上にフィードバックすることが重要となる. あわせて, 力学的劣化モデルの予測精度の改善に努力することが必要となる.

4.3 ハイブリッド劣化モデル

4.3.1 モデル化の前提条件

PFI事業者がカレンダー時刻 τ_0 に空港施設を建設し, それ以降の時刻にわたって空港コンクリート舗装を管理する問題を考える. カレンダー時刻 τ_0 を初期時点 $t=0$ とする離散的時間軸 $t=0, 1, 2, \dots, \bar{T}$ を導入する. \bar{T} は事業権契約の最終期である. 時間間隔は1年間である. 離散軸上の各点 t を時点と呼ぶ. 対象とする舗装区域を合計 I 個のメッシュに分割する. 各メッシュは, コンクリート舗装版に対応しており, メッシュ単位で地盤沈下を予測する. さらに, 各メッシュを微小メッシュに分割し, 微小メッシュを基本単位として, コンクリート舗装版内の応力解析を実施する.

対象とする期間を, 空港が供用される時刻 τ_0 より以前の期間と, 供用開始後の期間に分割し, 前者を設計段階, 後者を運営段階と定義する. 設計段階においては, 空港コンクリート舗装の劣化過程に関する情報は存在しない. 設計段階では, 1次モデルを用いて, メッシュごとのコンクリート舗装の劣化予測を行う. 空港舗装の健全度は, 通常ひび割れ度, 目地部の破損率, 段差等を用いて評価される. なかでも大規模なひび割れが発生した場合, コンクリート舗装の打ち換え等, 大規模な補修が必要となる. 本研究では, これら3つの損傷の中でも, 疲労耐久性の観点から問題となるひび割れに着目する. 空港管理者は, 設計段階に必要なボーリング調査を実施し, 土質条件に関するデータを獲得する. ボーリングデータは, 土質条件に関する部分情報であり, 完全情報ではない. このため, 地盤沈下過程を確定的には予測できない. したがって, 設計段階では, 地盤沈下に関する複数のシナリオをランダムに設定するとともに, 各メッシュのコンクリート舗装の劣化過程に関するサンプル情報を獲得する. その上で, サンプル情報を用いて, コンクリート舗装の劣化過程の統計的規則性を2次モデルによって表現する. 2次モデルを用いることで, 劣化過程の確率的な分布を表現することが可能となる. つぎに, 運用段階を考える. 空港の供用開始時点から, 空港管理者は, 各メッシュの地盤沈下量, コンクリート舗装の健全度を継続的にモニタリングする. このようなモニタリング情報に基づいて, 2次モデルをベイズ更新し, 3次モデルを作成する.

ハイブリッド劣化モデルでは, 1次モデル, 2次モデル, 3次モデルを用いて地盤沈下過程, 舗装の劣

表-4.1 ハイブリッド劣化モデルのアウトプット

	地盤沈下量	舗装健全度
実測値	\bar{y}_i^t	\bar{h}_i^t
1次モデル	$f_i(t, k)$ $y_i^t(k)$	$g_i(t, k)$ $h_i^t(k)$
2次モデル	\hat{y}_i^t	\hat{h}_i^t
3次モデル	$\tilde{y}_i^t(T)$	$\tilde{h}_i^t(T)$

注) $y_i^t(k)$, $h_i^t(k)$ は、時点 t 、メッシュ i におけるサンプルパス $f_i(t, k)$, $g_i(t, k)$ 上のサンプル値を表す。2次モデルのアウトプットは期待値パスを、3次モデルのアウトプットは時点 T 以降の予測結果を表している。

化過程を記述する。この場合、どのモデルを用いてこれらの過程を記述しているのかを識別することが必要となり、モデルの記述が複雑となる。表-4.1には、以下で用いるアウトプットを一括して整理している。また、図-4.3には、各サブモデルの関係を示している。

4.3.2 1次モデル（設計段階）

1次モデルは、土質条件、航空機交通量等を入力情報として、供用開始後に発生するメッシュ i の時点 t における地盤沈下量 y_i^t 、コンクリート版の健全度 h_i^t を予測することを目的とする。しかし、土質条件や舗装の疲労破壊過程には多大な不確実性が介在するため、これら入力条件をランダムに設定し、地盤沈下過程、舗装の疲労破壊過程に関する複数のサンプルパスを発生する。

1次モデルでは、まず空港地盤の沈下過程を、地盤の不同沈下過程を考慮した確率的1次元圧密モデルを用いて表現する。そのために、対象とする空港地盤を平面メッシュに分割するとともに、各平面メッシュに対して垂直方向にもメッシュ分割した3次元地盤モデルを用いる。確率的1次元圧密モデルを用いて、各平面メッシュの地盤沈下量の経年的変化を予測する。その際、土質定数をランダムに変化させることにより、複数の地盤沈下シナリオを発生させる。地盤沈下シナリオごとに、各メッシュの地盤沈下過程に関するサンプルパス（以下、地盤沈下パスと呼ぶ）が求まる。メッシュ i ($i = 1, \dots, I$)のシナリオ k ($k = 1, \dots, K$)の地盤沈下パスを、時点 t の関数として $f_i(t, k)$ ($i = 1, \dots, I; k = 1, \dots, K; t = 0, 1, \dots$)と表現する。さらに、平面メッシュごとに地盤沈下パスが確定すれば、当該メッシュにおける航空機交通による繰り返し荷重、自重、及び温度応力により、コンクリート舗装の疲労破壊過程を解析することができる。本研究では、疲労度解析を考慮したコンクリート舗装の信頼性設計法を用いて、コンクリート舗装の劣化過程を予測する。地盤沈下パスが異なれば、コンクリート破壊過程も変化する。コンクリート疲労過程も、地盤沈下過程と同様に、数多くのサンプルパス（舗装劣化パスと呼ぶ） $g_i(t, k)$ ($i = 1, \dots, I; k = 1, \dots, K; t = 0, 1, \dots$)として表現される。1次モデルでは、数多くの地盤沈下パス、舗装劣化パスが発生するため、サンプルパスの統計的特性を集約的に表現することが必要となる。

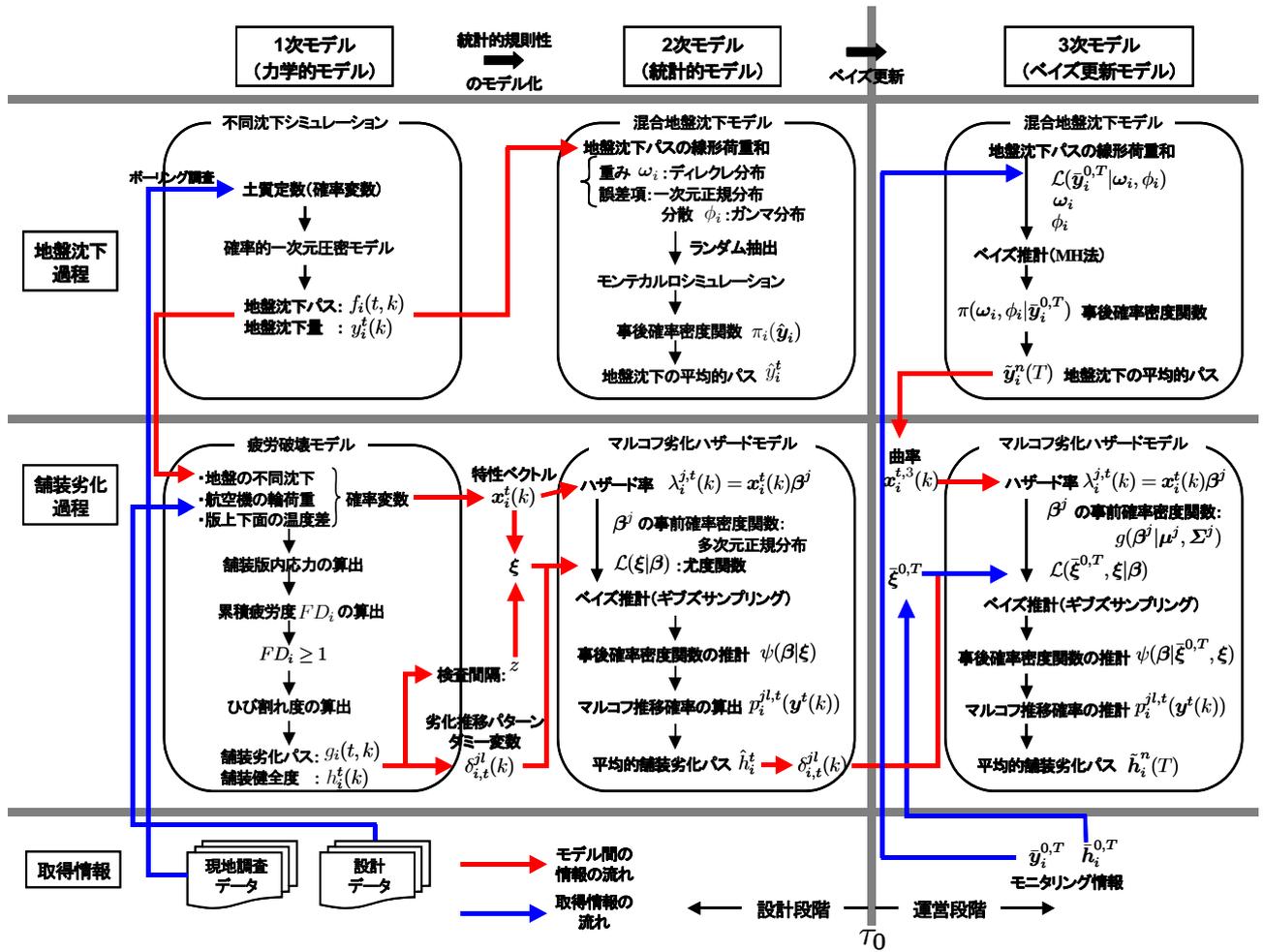


図-4.3 ハイブリッド劣化モデルの構造

4.3.3 2次モデル (設計段階)

1次モデルのアウトプットは、各メッシュ別の地盤沈下パス $f_i(t, k)$ と、舗装劣化パス $g_i(t, k)$ である。さらに、 $y_i^t(k)$, $h_i^t(k)$ は、時点 t 、メッシュ i におけるサンプルパス $f_i(t, k)$, $g_i(t, k)$ の実現値を表す。1次モデルで作成したサンプルパスは膨大な量に及ぶ。これらの情報を劣化予測に用いるためには、サンプルパスデータに含まれる統計的情報を集約化することが必要である。そこで、1次モデルで作成したサンプルパスを統計的標本と考え、これらのサンプルパスを統計的に表現する2次モデルを作成する。まず、地盤沈下過程に関しては、地盤沈下パスの線形荷重和モデル（混合地盤沈下モデルと呼ぶ）を用いて表現する。つぎに、ある一定期間の間に舗装が劣化する確率をマルコフ推移確率を用いて表現する。しかし、地盤の不同沈下状態に依存して、コンクリート舗装の疲労メカニズムが異なる。したがって、舗装の劣化過程は、マルコフ推移確率が地盤沈下状態に依存して変化する非斉次マルコフ連鎖モデルを用いて記述される。本研究では、これら2つの統計的モデルを総称して2次モデルと呼ぶ。2次モデルを用いて、地盤沈下の統

計的サンプルパス \hat{y}_i^t ($i = 1, \dots, I; t = 0, 1, \dots$) と舗装劣化過程のサンプルパス \hat{h}_i^t ($i = 1, \dots, I; t = 0, 1, \dots$) の生起確率を求めることができる。記号「 $\hat{}$ 」は、2次モデルを用いて作成したサンプルパスであることを表している。

4.3.4 3次モデル（運用段階）

運用段階における空港舗装マネジメントにおいては、地盤沈下過程を継続的にモニタリングし、設計段階で予測した地盤沈下過程を再評価し、必要であれば維持補修戦略の見直しを図ることが求められる。いま、空港供用時点 t_0 から一定期間が経過し、現在時点 T に到達したと考える。さらに、空港供用時点から、現在時点に至るまでの地盤沈下量データ \bar{y}_i^t ($i = 1, \dots, I; t = 0, \dots, T$) と舗装健全度データ \bar{h}_i^t ($i = 1, \dots, I; t = 0, \dots, T$) が得られたとしよう。ここに、記号「 $\bar{}$ 」は、モニタリングで得られた実測値を意味する。地盤沈下量と舗装健全度の実測値が、1次モデル、および2次モデルの予測結果と一致する保証はない。運用段階では、モニタリング情報を用いて、地盤沈下および舗装疲労破壊の予測精度を向上させることが課題となる。本研究ではモニタリング情報を用いて、1) 地盤沈下パスの統計的性質を記述した混合地盤沈下モデル、2) 地盤沈下パスを与件として、舗装の劣化過程を記述するマルコフ劣化モデルのベイズ更新を試みる。このように2次モデルのベイズ更新を試みることにより、現時点 T 以降における時点 t ($t > T$) における地盤沈下過程 $\bar{y}_i^t(T)$ 、舗装劣化過程 $\bar{h}_i^t(T)$ の予測精度を向上することができる。記号「 $\tilde{}$ 」はベイズ予測値であることを示す。

4.4 力学的劣化モデル（1次モデル）

4.4.1 1次モデルの概要

舗装コンクリートの信頼性設計法 [12]–[15] として、疲労破壊輪数や舗装計画交通量に対して信頼度に応じた係数を適用する方法 [12]・[13]、地盤・材料などに信頼度に応じた係数を適用する方法 [14]・[15] が提案されている。信頼度は、舗装の性能指標が、性能規定として設定された値を下回らない確率として定義できる。空港コンクリート舗装（NC舗装）の性能指標は、1) 使用性、2) 安全性、3) 快適性、4) 環境に対する配慮等を念頭において定義される。空港の使用性・安全性については、円滑な航空機の移動が可能であるとともに、疲労破壊抵抗性を有していることが求められる。一方、快適性・環境への配慮に関しては、平坦性や振動・騒音の少ない舗装構造が求められる。すなわち、上記の使用性・安全性に着目すれば、信頼性の考え方は、構造設計に適用できると考えられ、空港コンクリート舗装が十分な疲労耐久性を有しているかによって、構造的な破壊に至るか否かを評価する。以下においては、空港コンクリート舗装の疲労耐久性を評価する設計手法を疲労度設計手法と呼ぶこととする。図-4.4に疲労度設計手法のフローを示している。すでに、1次モデルの詳細に関しては2章および参考文献 [20] を参照されたい。ここでは、再度その内容を簡単に紹介する。

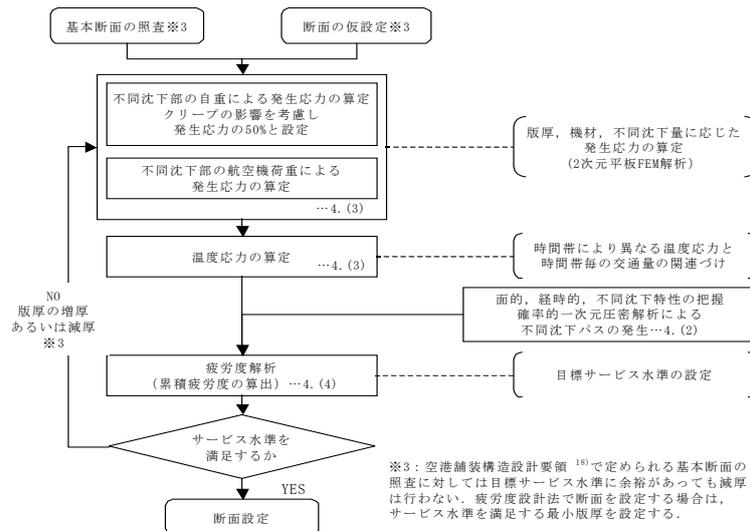


図-4.4 疲労度設計手法フロー(再掲)

4.4.2 不同沈下シミュレーション

図-4.4に示すように、本研究で使用した疲労度設計手法においては、地盤の圧密現象による不同沈下量を考慮している。不同沈下量の算出については、地盤物性のばらつきを考慮したモンテカルロシミュレーションによって評価する[19]。その詳細は2章に示した通りである。本シミュレーションモデルでは、モデル地盤を平面および鉛直方向のメッシュに分割し、それぞれのメッシュで独立に沈下が生じると仮定して、メッシュ中心点での沈下を1次元圧密理論によってモデル化している。また、地盤物性のばらつきを考慮するため各ブロックの土質定数を確率変数として取り扱っている。ただし、地盤の自己空間相関性を定義し、1次元圧密によるメッシュ間の相互作用の影響を考慮している。地盤沈下モデルを用いて、各メッシュの地盤沈下パス $f_i(t, k)$ ($i = 1, \dots, I; k = 1, \dots, K; t = 0, 1, \dots$) を求めることができる。

4.4.3 コンクリート舗装版内応力の算定

コンクリート舗装版内に発生する応力に関しては、西澤らによる2次元平板FEM[17]を拡張し、航空機の輪荷重による応力、不同沈下によって生じる版の自重応力を算定後、版上下面の温度差によって生じるそり拘束応力を加算する方法を採用する[20]。コンクリート版の剛体運動を考慮し、地盤沈下モデルを用いて予測した不同沈下形状に基づいて、各コンクリート版と路盤との接触点を求める。その際、地盤沈下量の計算結果に基づいて、図-4.5に示すように不同沈下幅を30mとする3次曲線で不同沈下形状を近似した。1枚が8.5m×8.5mの連続する9枚のNC舗装版下に地盤沈下が発生し、版の目地位置を折点として各版が沈下形状に追随するようにモデル化した。その結果、同図に示すようにコンクリート版と路盤の接触点を求めることができる。そこに、自重や航空機の荷重が作用して、変形が沈下量を上回ると再びコンクリート版が路盤と接触し、路盤の反力が働くようになる。このような平衡状態を繰り返し計算により求め

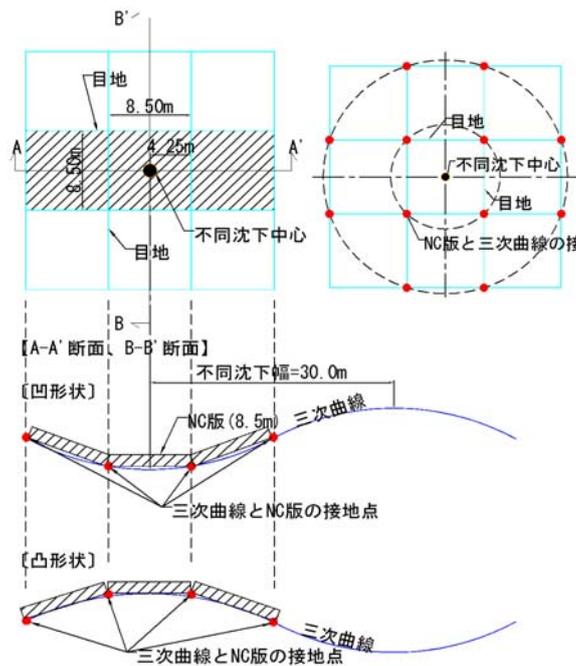


図-4.5 不同沈下の形状近似(再掲)

る。自重応力の算定においては、コンクリートのクリープによる影響 [12] を考慮して 50% に低減している。また、コンクリート版の間の荷重伝達効果に関しては、せん断バネ係数、曲げバネ係数、ねじりバネ係数で示される 3 つのバネモデル [18] で表現し、目地部における荷重伝達率が 85% 以上確保されることを確認している。いま、コンクリート舗装の疲労度解析のため、舗装版を図-4.6 に示すように 1 辺 25cm とする微小メッシュに細分化し、微小メッシュの中央部を点と呼ぶ。同図では、版中央部の■部分に航空機が載荷した場合を例示している。航空機荷重が点 p に作用する場合、点 (j, κ) における応力度 $\sigma_L(p, j, \kappa)$ を FEM 解析により算定することができる。

コンクリート舗装に生じる温度応力に関しては、岩間の提案式 [22] が一般に用いられてきたが、坪川ら [23] は版厚の厚い空港コンクリートの特徴を考慮し、版中央部における温度応力式

$$\sigma_t = 0.53 \frac{E_c \cdot \alpha \cdot d}{2(1 - \nu)} \quad (4.4.1)$$

を提案している。ここに、 σ_t は温度応力 (MPa)、 E_c はコンクリートの弾性係数 (34,000MPa)、 ν はポワソン比 (=0.15)、 α はコンクリートの温度膨張係数 (=1×10⁻⁵/°C)、 d はコンクリート版の上下面の温度差 (°C) であり、 d は -9°C から 19°C の間で舗装設計便覧 [24] に準じて確率分布すると考える。

4.4.4 累積疲労度の算定

コンクリート舗装の疲労耐久性が損なわれた場合、大規模な補修が必要となる。小梁川らは、コンクリート材料の疲労破壊試験を行い、破壊確率と疲労度の関係を求めている [13]。本研究では、舗装設計施工指

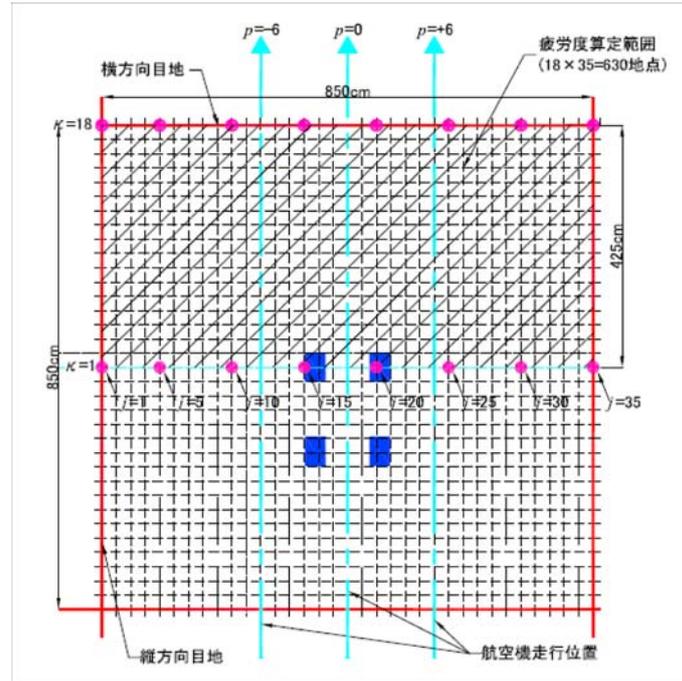


図-4.6 舗装版のFEMメッシュ分割(再掲)

針 [25] に基づいて、破壊確率曲線として、

$$N = 10^{(\alpha - SL)/\beta} \quad (4.4.2)$$

$$\alpha = 1.111364 + 0.00165P_f$$

$$\beta = 0.09722 - 0.00021P_f$$

を提案している．ここに、 SL は応力レベル（合成応力/設計基準曲げ強度）、 N は合成応力に対する許容繰返し回数、 P_f は破壊確率(%)である．ただし、ここで定義した破壊確率は、コンクリートの材料としての疲労破壊確率であり、コンクリート舗装版の疲労破壊確率ではない．

コンクリート舗装版の疲労破壊に関しては、コンクリート舗装版に作用する多様な繰返し合成応力を総合的に評価することが必要となる．前述したように、空港コンクリート舗装の疲労度解析においては、1) 航空機の輪荷重により発生する応力、2) コンクリート版の自重により発生する応力、3) 版上下面の温度差によって生じるそり拘束応力を考慮する必要がある．図-4.6中に点 (j, κ) における疲労度を計算するために、同図に示すとおり、縦軸 $\kappa = 1$ 上に航空機4輪荷重の前輪2輪の中心が位置し、横軸方向に $p = -6$ から $p = +6$ の範囲内で航空機荷重位置が確率分布すると考える．航空機荷重が点 p に作用する場合、点 (j, κ) における応力度 $\sigma_L(p, j, \kappa)$ をFEM解析により算定する．これと、温度応力式から算定した上下面温度差 $d^\circ\text{C}$ における温度応力 $\sigma_d(j, \kappa, d)$ を加えることにより、温度差が d 、航空機荷重点が p の時に、点 (j, κ) に作用する合成応力 $\sigma_b(d, p, j, \kappa)$ が求まる．この合成応力をコンクリートの設計基準曲げ強度で除すること

により、式(4.4.2)で用いる応力レベル SL を求めることができる。その上で、破壊確率曲線(4.4.2)を用いて、破壊確率5%に対応する許容繰返し回数を求めた結果を $N(d, p, j, \kappa)$ と表そう。この時、マイナー則を用いて、同図中の斜線範囲内におけるメッシュ点 (j, κ) での疲労度を

$$FD(j, \kappa) = \sum_{d=-9}^{19} \sum_{p=-6}^6 \frac{n(d, p)}{N(d, p, j, \kappa)} \quad (4.4.3)$$

と定義する。ここに、 $FD(j, \kappa)$ は点 (j, κ) の疲労度を、 $n(d, p)$ は、温度差 d の場合に、点 p を通過する交通量を表し、

$$n(d, p) = nair(d) \times \int_{s(p-0.5)}^{s(p+0.5)} \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{x^2}{2\sigma^2}} dx \quad (4.4.4)$$

と表せる。ただし、 $nair(d)$ は、上下面温度差 $d^\circ\text{C}$ のときの交通量で、上下面温度差 $d^\circ\text{C}$ の発生頻度に設計交通量を乗じたもの、 s は FEM 解析における載荷位置のインターバルであり、**図-4.6** に示す微小メッシュの1辺に相当する。この時、点 (j, κ) の疲労度が

$$FD(j, \kappa)\gamma \geq 1 \quad (4.4.5)$$

を満足するとき、疲労破壊は発生すると考える。 γ は安全率であるが、以下では $\gamma = 1$ を想定する。

4.4.5 ひび割れ発生予測

コンクリート舗装の疲労破壊基準は、式(4.4.5)で与えられる。しかし、コンクリート舗装の疲労により、どのようなひび割れが発生するかを予測することは極めて困難である。本研究では、**図-4.6** に示すような微小メッシュの中で、疲労度が1を越えているメッシュに関しては、ひび割れが発生するポテンシャルがあると評価する。以上の考え方に基づいて、コンクリート舗装の劣化過程を、ひび割れ度 (cm/m²)

$$\text{ひび割れ度} = \frac{2 \times L \times (S_r/S)}{A} \quad (4.4.6)$$

を用いて診断した。ただし、 L は舗装版の目地間隔 (cm)、 S_r は疲労破壊基準を満足しない微小メッシュ面積 (m²)、 S はコンクリート版1枚の面積 (m²)、 A は検討対象面積 (m²) である。その上で、空港舗装補修要領(案)[26]に準拠して、式(4.4.6)で評価されるひび割れ度を用いて、**表-4.2** に示すような管理水準を設けた。

以上の議論により、舗装の劣化現象は、地盤沈下過程の進展に依存していることが理解できる。すなわち、地盤沈下パスと対応して、1次モデルを用いて各メッシュにおける舗装の健全度の経年的変化を表現することができる。その結果、地盤沈下パス k と対応して、健全度変化のサンプル $g_i(t, k)$ ($i = 1, \dots, I; k = 1, \dots, K; t = 0, 1, \dots$) を求めることができる。 $g_i(t, k)$ は、地盤沈下パス k が生じた時のメッシュ i の時点 t におけるコンクリート舗装の健全度を表している。

健全度	区分	ひび割れ度 (cm/m ²)
1	A	1.1未満
2	B1	1.1~4.4
3	B2	4.4~7.8
4	B3	7.8~11.1
5	C	11.1以上

注) 空港舗装補修要領(案)[26]においては、A：補修の必要なし、B：早いうちの補修が望ましい、C：できるだけ早急に補修の必要があるという3段階のレーティングによって管理しているが、本研究においては、上記Bランクを更に3段階に等分し、5段階のレーティング指標とした。

4.5 統計的劣化モデル（2次モデル）

4.5.1 2次モデルの概要

すでに3章において、確率的1次元圧密モデルを用いて、混合地盤沈下モデルを作成する方法論については詳述したが、1次モデルから2次モデルに至る一連の流れおよび統計的劣化モデル（2次モデル）における非斉次マルコフ性について再度理解を図るため、その概要を簡単に記載しておく。いま、メッシュ i ($i = 1, \dots, I$) の地盤沈下パス $f_i(t, k)$ ($k = 1, \dots, K$) が求めたと考える。混合地盤沈下モデルは、現実の地盤沈下量を、地盤沈下パスの荷重和

$$y_i^t = \sum_{k=1}^K \omega_i(k) f_i(t, k) + \varepsilon_i \quad (4.5.7)$$

として表現できる。ここに、 ε_i は、測定誤差を表す確率変数であり、互いに独立な1次元正規分布 $\mathcal{N}(0, \sigma_i^2)$ に従うと仮定する。また、 $\omega_i(k)$ は、地盤沈下パス k に対して割り当てられた重みであり、

$$\sum_{k=1}^K \omega_i(k) = 1 \quad (i = 1, \dots, I) \quad (4.5.8)$$

が成立する。各サンプルパスに割り付けられる重み係数が一意的に決定されるためには混合地盤沈下モデルを構成するサンプルパスが互いに独立でなければならない。ここで、混合地盤沈下モデル(4.5.7)の重み $\omega_i(k)$ ($k = 1, \dots, K$) がディリクレ分布

$$D(\omega_i | \alpha) = \Psi(\alpha) \prod_{k=1}^K \{\omega_i(k)\}^{\alpha_k - 1} \quad (4.5.9)$$

$$\Psi(\alpha) = \frac{\Gamma(\sum_{k=1}^K \alpha_k)}{\prod_{k=1}^K \Gamma(\alpha_k)}$$

に従うと仮定する。ただし、 $\Gamma(\cdot)$ はガンマ関数であり、 $\alpha = (\alpha_1, \dots, \alpha_K)$ は定数パラメータベクトルである。また、分散パラメータ $\phi_i = \sigma_i^{-2}$ がガンマ分布

$$g(\phi_i | \zeta, \gamma) = \frac{\gamma^\zeta}{\Gamma(\zeta)} \phi_i^{\zeta - 1} \exp(-\gamma \phi_i) \quad (4.5.10)$$

に従うと考える。ただし、 ζ , γ は定数パラメータである。この時、メッシュ*i*の地盤沈下サンプルパス $\hat{\mathbf{y}}_i = (\hat{y}_i^0, \dots, \hat{y}_i^{\bar{T}})$ が生起する確率密度関数 $\pi_i(\hat{\mathbf{y}}_i)$ は、

$$\pi_i(\hat{\mathbf{y}}_i) \propto \phi_i^{\zeta-1/2} \prod_{k=1}^K \hat{\omega}_i(k)^{\alpha_k-1} \exp \left[-\phi_i \left\{ \gamma + \frac{1}{2} \hat{\epsilon}_i^2 \right\} \right] \quad (4.5.11)$$

と表される。ただし、 $\hat{y}_i^t = \sum_{k=1}^K \hat{\omega}_i(k) f_i(t, k) + \hat{\epsilon}_i$ ($t = 0, \dots, \bar{T}$) である。

4.5.2 マルコフ劣化ハザードモデル

メッシュ*i*の舗装劣化パスを $g_i(t, k)$ と表そう。健全度が j ($i = 1, 2, \dots, J$) であれば、 $g_i(t, k) = j$ となる。つぎに、時点 t から $t+1$ の間において生起するコンクリート舗装の健全度の推移確率を、マルコフ推移確率で表そう。コンクリート舗装の劣化過程は、地盤沈下過程の影響を受けるが、ここでは、期間 $[t, t+1)$ のマルコフ推移確率は、時点 t における地盤沈下量ベクトル $\mathbf{y}^t(k) = \{y_i^t(k) : i = 1, \dots, I\}$ に依存して定義されると考える。このとき、地盤沈下パス k の下で定義されるマルコフ推移確率は、時点 t で評価された健全度 $h_i^t(\mathbf{y}^t(k)) = j$ を与件とし、次の時点 $t+1$ において健全度 $h_i^{t+1}(\mathbf{y}^t(k)) = l$ が生起する条件付確率

$$\begin{aligned} & \text{Prob}[h_i^{t+1}(\mathbf{y}^t(k)) = l | h_i^t(\mathbf{y}^t(k)) = j] \\ & = p_i^{j,l,t}(\mathbf{y}^t(k)) \end{aligned} \quad (4.5.12)$$

と定義できる。ただし、期間 $[t, t+1)$ 中は、地盤沈下量は $\mathbf{y}^t(k)$ のまま一定であると仮定する。以下、表記の簡便化のために、健全度を $h_i^t(k)$ と、推移確率を $p_i^{j,l,t}(k)$ と略記する。さらに、舗装劣化パス k 上で期間 $[t, t+1)$ で定義される条件付確率 (4.5.12) を要素とするマルコフ推移行列を

$$\mathbf{\Pi}_i^t(k) = \begin{pmatrix} p_i^{11,t}(k) & \cdots & p_i^{1J,t}(k) \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & \cdots & p_i^{JJ,t}(k) \end{pmatrix} \quad (4.5.13)$$

と定義する。マルコフ推移確率は、多段階指数劣化ハザードモデルを用いて導出できる。マルコフ劣化ハザードモデルの詳細は参考文献 [5] に譲り、ここではモデルの概要のみを説明する。いま、説明の便宜上、あるメッシュ*i*の地盤沈下パス k に着目する。当面の間表記の簡便化のため地盤沈下量は一定値をとると考え添え字 t を省略する。また地盤沈下パス k を表す添え字 k を省略する。平面メッシュ*i*の健全度 j ($j = 1, \dots, J-1$) の寿命（その健全度が継続する時間長）を確率変数 ζ_i^j で表す。健全度 i の寿命が、確率密度関数 $\psi_i^j(\zeta_i^j)$ 、分布関数 $\Psi_i^j(\zeta_i^j)$ に従うと仮定する。対象とするメッシュにおいて、健全度が $j-1$ から j へ変化した時点 τ_i^j を起点とする時間軸（以下、サンプル時間軸と呼ぶ）を考える。健全度 j のサンプル時間軸上で、時点 τ_i^j からの経過時間を u_i^j と表記する。時点 τ_i^j に健全度が j となり、そこから時間 u_i^j が経過した時点において健全度が $j+1$ に変化する確率密度を指数ハザード関数 [27]・[28]

$$\lambda_i^j(u_i^j) = \lambda_i^j \quad (4.5.14)$$

を用いて表現する. 指数ハザード関数を用いれば, 健全度 j の寿命が u_i^j 以上となる確率 $\tilde{\Psi}_i^j(u_i^j)$ は,

$$\tilde{\Psi}_i^j(u_i^j) = \exp(-\lambda_i^j u_i^j) \quad (4.5.15)$$

と表現できる. したがって, 時点 t において健全度が j と判定され, 次の時点 $t+1$ においても健全度が j と判定される確率は,

$$p_i^{jj} = \exp(-\lambda_i^j z) \quad (4.5.16)$$

となる. ただし, z は時点間隔を表す. さらに, メッシュ i に対して, 検査時点 t と $t+1$ の間で健全度が j から l ($> j$) に推移するマルコフ推移確率 p_i^{jl} は,

$$\begin{aligned} p_i^{jl} &= \text{Prob}[h(t+1) = l | h(t) = j] \\ &= \sum_{v=j}^l \prod_{s=j}^{v-1} \frac{\lambda_i^s}{\lambda_i^s - \lambda_i^v} \prod_{s=v}^{l-1} \frac{\lambda_i^s}{\lambda_i^{s+1} - \lambda_i^v} \exp(-\lambda_i^v z) \\ &\quad (j = 1, \dots, J-1; l = j+1, \dots, J) \end{aligned} \quad (4.5.17)$$

と表すことができる [5]. ただし, 表記上の規則として,

$$\begin{cases} \prod_{s=j}^{v-1} \frac{\lambda_i^s}{\lambda_i^s - \lambda_i^v} = 1 & (v = j \text{ の時}) \\ \prod_{s=v}^{l-1} \frac{\lambda_i^s}{\lambda_i^{s+1} - \lambda_i^v} = 1 & (v = l \text{ の時}) \end{cases}$$

が成立すると考える. さらに, 表記の便宜上,

$$\begin{aligned} &\prod_{s=j, \neq v}^{l-1} \frac{\lambda_i^s}{\lambda_i^s - \lambda_i^v} \exp(-\lambda_i^v z) \\ &= \prod_{s=j}^{v-1} \frac{\lambda_i^s}{\lambda_i^s - \lambda_i^v} \prod_{s=v}^{l-1} \frac{\lambda_i^s}{\lambda_i^{s+1} - \lambda_i^v} \exp(-\lambda_i^v z) \end{aligned}$$

と簡略化する. また, p_i^{jJ} に関しては, マルコフ推移確率の条件より次式で表せる.

$$p_i^{jJ} = 1 - \sum_{l=j}^{J-1} p_i^{jl} \quad (j = 1, \dots, J-1) \quad (4.5.18)$$

4.5.3 マルコフ劣化モデルのベイズ推計

1次モデルで作成した舗装劣化パスを用いて, マルコフ劣化ハザードモデルをベイズ推計する方法を考える. マルコフ劣化ハザードモデルのベイズ推計に関しては参考文献 [6] を参照して欲しい. ここでは, マルコフ劣化モデルのベイズ更新方法に関して, 簡単に紹介しておく. 舗装劣化パス $g_i(t, k)$ 上の健全度情報の点列を $\mathbf{h}^{(k)} = \{h_i^t(k) : i = 1, \dots, I; t = 0, \dots, \bar{T}\}$ と表そう. 舗装劣化パス k 上の連続する2つの時点 t と $t+1$ におけるメッシュ i の健全度の予測結果 $h_i^t(k), h_i^{t+1}(k)$ が得られている. 2つの時点における劣化推移パターン情報に基づいて, ダミー変数を

$$\delta_{i,t}^{jl}(k) = \begin{cases} 1 & h_i^t(k) = j, h_i^{t+1}(k) = l \text{ の時} \\ 0 & \text{それ以外の時} \end{cases} \quad (4.5.19)$$

と定義する. さらに, 施設の劣化速度に影響を及ぼすメッシュ*i*の構造特性や環境条件を表す特性ベクトルを $\mathbf{x}_i^t(k) = \{x_i^{t,1}(k), \dots, x_i^{t,Q}(k)\}$ と表す. ただし, $x_i^{t,q}(k)$ ($q = 1, \dots, Q$)は, 舗装劣化パス*k*におけるメッシュ*i*の*q*番目の説明変数の時点*t*における計算値を表す. また, 第1番目の説明変数は定数項に該当する変数であり, 恒等的に $x_i^{t,1}(k) = 1$ が成立する. さらに, 説明変数には, 時点*t*において予測された地盤沈下量 $y_i^t(k)$, 曲率 $v_i^t(k)$ のデータも含まれている.

メッシュ*i* ($i = 1, \dots, I$)の舗装劣化パス*k*を指数ハザード率を用いて表現する. いま, 舗装劣化パス*k*のハザード率 $\lambda_i^{j,t}(k)$ ($j = 1, \dots, J-1; i = 1, \dots, I; t = 0, \dots, \bar{T}$)を, メッシュ*i*の舗装劣化パス*k*における時点*t*の特性ベクトル $\mathbf{x}_i^t(k)$ を用いて

$$\lambda_i^{j,t}(k) = \mathbf{x}_i^t(k) \boldsymbol{\beta}^j \quad (4.5.20)$$

と表そう. ただし, 健全度*J*はマルコフ連鎖の吸収状態であり, $p_i^{J,t}(k) = 1$ が成立するためにハザード率 $\lambda_i^{J,t}(k)$ は必然的に $\lambda_i^{J,t}(k) = 0$ となる. ただし, $\boldsymbol{\beta}^j = (\beta^{j,1}, \dots, \beta^{j,Q})$ は未知パラメータ $\beta^{j,q}$ ($q = 1, \dots, Q$)によるベクトルである. また, $x_i^{t,1}(k) = 1$ より, $\beta^{j,1}$ は定数項を表す.

マルコフ推移確率は, 式(4.5.17)で示したように, 各健全度におけるハザード率 $\lambda_i^{j,t}(k)$ ($j = 1, \dots, J-1; i = 1, \dots, I$)を含む. さらに, ハザード率はメッシュの特性ベクトル $\mathbf{x}_i^t(k)$ を用いて式(4.5.20)で表現できる. また, 推移確率は時系列データが予測された時間間隔*z*にも依存する. これらのことを明示的に表すため推移確率 $p_i^{j,l,t}(k)$ を説明変数ベクトル $\boldsymbol{\xi}_i^t(k) = (z, \mathbf{x}_i^t(k))$ と未知パラメータ $\boldsymbol{\beta} = (\boldsymbol{\beta}^1, \dots, \boldsymbol{\beta}^{J-1})$ の関数として $p_i^{j,l,t}(\boldsymbol{\xi}_i^t(k) : \boldsymbol{\beta})$ と表そう. この時, 舗装劣化パスの劣化推移パターンの同時生起確率密度を表す尤度関数は次式で表される [29]・[30].

$$\begin{aligned} \mathcal{L}(\boldsymbol{\xi} | \boldsymbol{\beta}) &= \prod_{j=1}^{J-1} \prod_{l=j}^J \prod_{i=1}^I \prod_{k=1}^K \prod_{t=0}^{\bar{T}} \\ &\left\{ p_i^{j,l,t}(\boldsymbol{\xi}_i^t(k) : \boldsymbol{\beta}) \right\}^{\delta_{i,t}^{j,l}(k)} \end{aligned} \quad (4.5.21)$$

ただし, $\boldsymbol{\xi} = \{\boldsymbol{\xi}_i^t(k) : i = 1, \dots, I; k = 1, \dots, K; t = 0, \dots, \bar{T}\}$ である. 舗装劣化パス情報 $\boldsymbol{\xi}$ はすべて確定値であり, 尤度関数は未知パラメータ $\boldsymbol{\beta}$ の関数である.

いま, $\boldsymbol{\beta}^j$ の事前確率密度関数 [31]–[33]が, 多次元正規分布 $\mathcal{N}_Q(\boldsymbol{\mu}^j, \boldsymbol{\Sigma}^j)$ に従うと仮定する. Q 次元正規分布 $\mathcal{N}_Q(\boldsymbol{\mu}^j, \boldsymbol{\Sigma}^j)$ の確率密度関数は,

$$\begin{aligned} g(\boldsymbol{\beta}^j | \boldsymbol{\mu}^j, \boldsymbol{\Sigma}^j) &= \frac{1}{(2\pi)^{\frac{Q}{2}} \sqrt{|\boldsymbol{\Sigma}^j|}} \\ &\cdot \exp \left\{ -\frac{1}{2} (\boldsymbol{\beta}^j - \boldsymbol{\mu}^j) (\boldsymbol{\Sigma}^j)^{-1} (\boldsymbol{\beta}^j - \boldsymbol{\mu}^j)' \right\} \end{aligned} \quad (4.5.22)$$

与えられる. ただし, $\boldsymbol{\mu}^j$ は $\mathcal{N}_Q(\boldsymbol{\mu}^j, \boldsymbol{\Sigma}^j)$ の事前期待値ベクトル, $\boldsymbol{\Sigma}^j$ は事前分散共分散行列である. 記号

l は転置操作を表す. 事後確率密度関数 $\psi(\boldsymbol{\beta}|\boldsymbol{\xi})$ は,

$$\begin{aligned} \psi(\boldsymbol{\beta}|\boldsymbol{\xi}) &\propto \mathcal{L}(\boldsymbol{\xi}|\boldsymbol{\beta}) \prod_{j=1}^{J-1} g(\boldsymbol{\beta}^j|\boldsymbol{\mu}^j, \boldsymbol{\Sigma}^j) \\ &\propto \prod_{j=1}^{J-1} \prod_{l=j}^J \prod_{i=1}^I \prod_{k=1}^K \prod_{t=0}^{\bar{T}} \left\{ \sum_{v=j}^l \prod_{s=j, \neq v}^{l-1} \frac{\lambda_i^{s,t}(k)}{\lambda_i^{s,t}(k) - \lambda_i^{v,t}(k)} \right. \\ &\quad \left. \exp(-\lambda_i^{v,t}(k)z^k) \right\}^{\delta_{i,t}^{jl}(k)} \\ &\quad \cdot \prod_{j=1}^{J-1} \exp \left\{ -\frac{1}{2}(\boldsymbol{\beta}^j - \boldsymbol{\mu}^j)(\boldsymbol{\Sigma}^j)^{-1}(\boldsymbol{\beta}^j - \boldsymbol{\mu}^j)' \right\} \end{aligned} \quad (4.5.23)$$

となる. ギブスサンプリング法は, 事後確率密度関数 $\psi(\boldsymbol{\beta}|\boldsymbol{\xi})$ を直接求めることが難しい場合に, 各パラメータの条件付き事後確率密度関数を用いて, 反復的にパラメータ $\boldsymbol{\beta}$ の標本を乱数発生させることにより, 事後分布からのパラメータ標本を獲得する方法である [34]・[35].

ここで再び, 得られているデータを $\boldsymbol{\xi}$, 未知パラメータを $\boldsymbol{\beta}$ と表そう. また, $\boldsymbol{\beta}$ から $\beta^{e,q}$ を除いた未知パラメータベクトルを $\boldsymbol{\beta}^{-(e,q)}$ と表そう. この時, 式(4.5.23)より, $\boldsymbol{\beta}^{-(e,q)}$ を既知とした時の $\beta^{e,q}$ の条件付き事後確率密度関数 $\psi(\beta^{e,q}|\boldsymbol{\beta}^{-(e,q)}, \boldsymbol{\xi})$ は

$$\begin{aligned} \psi(\beta^{e,q}|\boldsymbol{\beta}^{-(e,q)}, \boldsymbol{\xi}) &\propto \prod_{j=1}^e \prod_{l=e}^J \prod_{i=1}^I \prod_{k=1}^K \prod_{t=0}^{\bar{T}} \left\{ (\beta^{e,q} x_q^{i,t}(k))^{\{\delta_{i,t}^{jl}(k) - \delta_{i,t}^{je}(k)\}} \right. \\ &\quad \cdot \sum_{v=j}^l \prod_{s=j, \neq v}^{l-1} \frac{1}{\lambda_i^{s,t}(k) - \lambda_i^{v,t}(k)} \exp(-\lambda_i^{v,t}(k)z^k) \left. \right\}^{\delta_{i,t}^{jl}(k)} \\ &\quad \cdot \exp \left\{ -\frac{\rho_{qq}^e}{2} (\beta^{e,q} - \hat{\mu}_q^e)^2 \right\} \\ &\quad \hat{\mu}_q^e = \mu_q^e + \sum_{h=1, \neq q}^Q (\beta^{e,h} - \mu_h^e) \rho_{hq}^e \end{aligned} \quad (4.5.24)$$

と表せる. ただし, $\delta_{i,t}^{je}(k)$ は, 舗装劣化パス k 上の事前健全度 j とギブスサンプリングにおける事前健全度 e が一致した場合に1を, そうでない時に0となるダミー変数である. μ_q^e は事前期待値ベクトル $\boldsymbol{\mu}^e$ の第 q 要素であり, ρ_{hq}^e は事前分散共分散行列 $\boldsymbol{\Sigma}^{e-1}$ の第 (h, q) 要素である. また, $\sum_{h=1, \neq q}^Q$ は1から Q までの要素のうち q を除いた要素の総和を意味する. これらの条件付き確率密度関数から標本を発生させ, その標本を用いてパラメータ $\boldsymbol{\beta}$ の事後分布に関する各種の統計量を計算することができる. ギブスサンプリングによる標本番号を n ($n = 1, \dots, \bar{n}$)で表そう. ギブスサンプリング・アルゴリズムは以下のように整理できる.

step1: 初期パラメータ値 $\boldsymbol{\beta}(0) = (\beta^{1,1}(0), \dots, \beta^{J-1,Q}(0))$ を与える. $n = 1$ とし, 標本数 \bar{n} を設定する.

step2: $\boldsymbol{\beta}(n) = (\beta^{1,1}(n), \dots, \beta^{J-1,Q}(n))$ を次のように発生する.

$\psi(\beta^{1,1}|\boldsymbol{\beta}^{-(1,1)}(n-1), \boldsymbol{\xi})$ から $\beta^{1,1}$ を乱数発生する.

$\psi(\beta_{1,2}|\beta^{-(1,2)}(n-1), \boldsymbol{\xi})$ から $\beta^{1,2}$ を乱数発生する.

...

$\psi(\beta_{e,q}|\beta^{-(e,q)}(n-1), \boldsymbol{\xi})$ から $\beta^{e,q}$ を乱数発生する.

...

$\psi(\beta_{J-1,M}|\beta^{-(J-1,M)}(n-1), \boldsymbol{\xi})$ から $\beta^{J-1,Q}$ を乱数発生する.

step 3 : 十分大きな \underline{n} に対して $n > \underline{n}$ ならば $\boldsymbol{\beta}(n)$ を記録.

step 4 : $n = \bar{n}$ ならば計算終了. $n < \bar{n}$ ならば $n = n + 1$ として step 2 に戻る.

十分大きな \underline{n} に対して, ギブスサンプリングが定常過程に到達している場合, $\boldsymbol{\beta}(n)$ ($n = \underline{n}+1, \underline{n}+2, \dots, \bar{n}$) は, 事後確率密度関数 $\psi(\boldsymbol{\beta}|\boldsymbol{\xi})$ からの標本と見なすことができる. ギブスサンプリングを行うためには $(J-1) \times Q$ 個の条件付き事後確率密度関数 $\psi(\beta^{e,q}|\beta^{-(e,q)}, \boldsymbol{\xi})$ ($e = 1, \dots, J-1, q = 1, \dots, Q$) を求めることが必要となる. 本研究では適応的棄却サンプリング (ARS) を用いるが, その詳細は参考文献 [36] に譲る.

4.5.4 ベイズ統計量

パラメータ標本を $\boldsymbol{\beta}(n)$ ($n = 1, \dots, \bar{n}$) と表そう. $\boldsymbol{\beta}(n) = (\beta^1(n), \dots, \beta^{J-1}(n))$ である. このうち, 最初の \underline{n} 個の標本は収束過程からの標本と考え, 標本集合から除去する. その上で, パラメータの標本添字集合を $\mathcal{M} = \{\underline{n}+1, \dots, \bar{n}\}$ と定義する. このとき, パラメータ $\boldsymbol{\beta}$ の同時確率分布関数 $G(\boldsymbol{\beta})$ は

$$G(\boldsymbol{\beta}) = \frac{\#\{\boldsymbol{\beta}(n) \leq \boldsymbol{\beta}, n \in \mathcal{M}\}}{\bar{n} - \underline{n}} \quad (4.5.25)$$

と表すことができる. ただし, $\#\{\boldsymbol{\beta}(n) \leq \boldsymbol{\beta}, n \in \mathcal{M}\}$ は論理式 $\boldsymbol{\beta}(n) \leq \boldsymbol{\beta}, n \in \mathcal{M}$ が成立するパラメータ標本の総数である. また, パラメータ $\boldsymbol{\beta}^j$ の事後分布の期待値ベクトル, 分散・共分散行列 $\tilde{\boldsymbol{\Sigma}}^j(\boldsymbol{\beta}^j)$ は, それぞれ

$$\begin{aligned} \tilde{\boldsymbol{\mu}}^j(\boldsymbol{\beta}^j) &= (\tilde{\mu}(\beta^{j,1}), \dots, \tilde{\mu}(\beta^{j,Q}))' \\ &= \left(\sum_{n=\underline{n}+1}^{\bar{n}} \frac{\beta^{j,1}(n)}{\bar{n} - \underline{n}}, \dots, \sum_{n=\underline{n}+1}^{\bar{n}} \frac{\beta^{j,Q}(n)}{\bar{n} - \underline{n}} \right)' \end{aligned} \quad (4.5.26a)$$

$$\tilde{\boldsymbol{\Sigma}}^j(\boldsymbol{\beta}^j) = \begin{pmatrix} \tilde{\sigma}^2(\beta^{j,1}) & \dots & \tilde{\sigma}(\beta^{j,1}\beta^{j,Q}) \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ \tilde{\sigma}(\beta^{j,Q}\beta^{j,1}) & \dots & \tilde{\sigma}^2(\beta^{j,Q}) \end{pmatrix} \quad (4.5.26b)$$

と表される. ただし,

$$\tilde{\sigma}^2(\beta^{j,q}) = \sum_{n=\underline{n}+1}^{\bar{n}} \frac{\{\beta^{j,q}(n) - \tilde{\mu}(\beta^{j,q})\}^2}{\bar{n} - \underline{n}} \quad (4.5.27a)$$

$$\tilde{\sigma}(\beta^{j,q}\beta^{j,r})$$

$$= \sum_{n=\underline{n}+1}^{\bar{n}} \frac{\{\beta^{j,q}(n) - \tilde{\mu}(\beta^{j,q})\}\{\beta^{j,r}(n) - \tilde{\mu}(\beta^{j,r})\}}{\bar{n} - \underline{n}} \quad (4.5.27b)$$

である. ここで, パラメータ標本 $\boldsymbol{\beta}(n) = (\beta^1(n), \dots, \beta^{J-1}(n))$ ($n = \underline{n} + 1, \dots, \bar{n}$)の中から, 最初の n_1 個と最後の n_2 個のデータをとりあげる. このとき, パラメータ $\beta^{j,q}$ ($j = 1, \dots, J-1, q = 1, \dots, Q$)の不変分布への収束を判断する Geweke 検定統計量 [37] は,

$$\begin{aligned} \mathcal{Z}_{\beta^{j,q}} &= \frac{\bar{\beta}_1^{j,q} - \bar{\beta}_2^{j,q}}{\sqrt{\nu_1^2(\beta^{j,q}) + \nu_2^2(\beta^{j,q})}} \sim \mathcal{N}(0, 1) \quad (4.5.28) \\ \bar{\beta}_1^{j,q} &= \frac{\sum_{n=\underline{n}+1}^{\underline{n}+n_1} \beta^{j,q}(n)}{n_1} \\ \bar{\beta}_2^{j,q} &= \frac{\sum_{n=\bar{n}-n_2+1}^{\bar{n}} \beta^{j,q}(n)}{n_2} \\ \nu_1^2(\beta^{j,q}) &= \frac{2\pi \hat{f}_{\beta^{j,q}}^1(0)}{n_1} \quad \nu_2^2(\beta^{j,q}) = \frac{2\pi \hat{f}_{\beta^{j,q}}^2(0)}{n_2} \end{aligned}$$

と定義できる. ただし, $f_{\beta^{j,q}}^a(x)$ ($a = 1, 2$) はスペクトル密度関数であり, $2\pi f_{\beta^{j,q}}^a(0)$ の推計値は

$$\begin{aligned} 2\pi \hat{f}_{\beta^{j,q}}^a(0) &= \hat{\omega}_0^a + 2 \sum_{s=1}^{\varrho} w(s, \varrho) \hat{\omega}_{j,q}^a \quad (4.5.29) \\ \hat{\omega}_0^a &= \hat{\sigma}_a^2(\beta^{j,q}) \\ \hat{\omega}_{j,q}^1 &= \frac{\sum_{g=\underline{n}^\circ}^{\underline{n}+n_1} \{\beta^{j,q}(g) - \bar{\beta}_1^{j,q}\} \{\beta^{j,q}(g-s) - \bar{\beta}_1^{j,q}\}}{n_1} \\ \hat{\omega}_{j,q}^2 &= \frac{\sum_{g=\bar{n}^\circ}^{\bar{n}} \{\beta^{j,q}(g) - \bar{\beta}_2^{j,q}\} \{\beta^{j,q}(g-s) - \bar{\beta}_2^{j,q}\}}{n_2} \\ w(s, \varrho) &= 1 - \frac{s}{\varrho + 1} \end{aligned}$$

として求まる [38]・[39]. $\underline{n}^\circ = \underline{n} + s + 1, \bar{n}^\circ = \bar{n} - n_2 + s + 1$ となる. $\beta^{j,q}$ ($j = 1, \dots, J-1, q = 1, \dots, Q$)の不変分布への収束性に関する帰無仮説 H_0 と対立仮説 H_1 を

$$\begin{cases} H_0 : |\mathcal{Z}_{\beta^{j,q}}| \leq z_{\alpha/2} \\ H_1 : |\mathcal{Z}_{\beta^{j,q}}| > z_{\alpha/2} \end{cases} \quad (4.5.30)$$

と設定する. ただし, $z_{\alpha/2}$ は帰無仮説を棄却するための臨界的な値である. 有意水準 $\alpha \cdot 100\%$ で帰無仮説を仮説検定する場合, $z_{\alpha/2}$ は $\alpha/2 = 1 - \Phi(z_{\alpha/2})$ を満足する値として定義できる. ただし, $\Phi(z)$ は標準正規分布の分布関数である.

4.6 ベイズ更新モデル (3次モデル)

4.6.1 3次モデルの役割

2次モデルは, 力学的劣化モデルで予測した劣化過程の統計的規則性を, 混合地盤沈下モデル, マルコフ劣化ハザードモデルを用いて近似したものである. 2次モデルを用いて, 土質条件を変化させたそれぞ

れのケースに対して、各メッシュの健全度の平均的な時間的推移状況を予測することができる。しかし、現実の空港舗装の劣化過程が、1次モデルの予測結果に一致する保証はない。いま、空港供用後、時間が経過し、時点 T に到達したと考える。さらに、空港供用後、各平面メッシュの地盤沈下量と舗装健全度を継続的にモニタリングすることにより、メッシュ i の地盤沈下量、舗装健全度に関するモニタリング情報 $\bar{\mathbf{y}}_i^{0,T} = \{\bar{y}_i^0, \dots, \bar{y}_i^T\}$, $\bar{\mathbf{h}}_i^{0,T} = \{\bar{h}_i^0, \dots, \bar{h}_i^T\}$ が得られたと考える。さらに、すべてのメッシュの時点 T までの地盤沈下量、舗装健全度に関するモニタリング情報ベクトルを、それぞれ $\bar{\mathbf{y}}^{0,T}$, $\bar{\mathbf{h}}^{0,T}$ と表す。これらのモニタリングデータを用いて、混合地盤沈下モデルとマルコフ劣化ハザードモデルをベイズ更新することにより、3次モデルを作成することができる。3次モデルを用いることにより、その後の舗装劣化過程の予測精度を向上することができる。

4.6.2 3次モデルの作成

モニタリング情報 $\bar{\mathbf{y}}^{0,T}$, $\bar{\mathbf{h}}^{0,T}$ を用いて、混合地盤沈下モデルとマルコフ劣化モデルをベイズ更新する。このうち、混合地盤沈下モデルのベイズ更新方法に関しては、参考文献[21]で詳細に検討している。その内容を簡単に紹介する。いま、重みベクトル $\boldsymbol{\omega}_i$ と確率誤差項の分散の逆数 ϕ_i を与件とした時、モニタリング結果 $\bar{\mathbf{y}}_i^{0,T}$ が観測される尤度は

$$\begin{aligned} & \mathcal{L}(\bar{\mathbf{y}}_i^{0,T} | \boldsymbol{\omega}_i, \phi_i) \\ & \propto \prod_{t=0}^T \phi_i^{1/2} \exp \left[-\frac{\phi_i}{2} \left\{ \bar{y}_i^t - \sum_{k=1}^K \omega_i(k) f_i(t, k) \right\}^2 \right] \end{aligned} \quad (4.6.31)$$

と表される。つぎに、 $\boldsymbol{\omega}_i$ の事前確率密度関数が、ディリクレ分布(4.5.9)、分散の逆数 ϕ_i がガンマ分布(4.5.10)に従う場合、 $\boldsymbol{\omega}_i, \phi_i$ ($= \sigma_i^{-2}$)の事後分布は

$$\begin{aligned} & \pi(\boldsymbol{\omega}_i, \phi_i | \bar{\mathbf{y}}_i^{0,T}) \\ & \propto \mathcal{L}(\bar{\mathbf{y}}_i^{0,T} | \boldsymbol{\omega}_i, \phi_i) D(\boldsymbol{\omega}_i | \boldsymbol{\alpha}) g(\phi_i | \zeta, \gamma) \\ & \propto \phi_i^{\zeta + (T-1)/2} \exp \left[-\phi_i \left\{ \gamma + \frac{1}{2} \sum_{t=0}^T \left(\bar{y}_i^t - \sum_{k=1}^K \omega_i(k) f_i(t, k) \right)^2 \right\} \right] \prod_{k=1}^K \omega_i(k)^{\alpha_k - 1} \end{aligned} \quad (4.6.32)$$

と表せる。この時、4.5.2で言及したようにMCMC法を用いてパラメータ $\boldsymbol{\omega}_i$, ϕ_i の標本を事後確率密度関数から抽出することができる。MCMC法により抽出したパラメータ標本を $\tilde{\boldsymbol{\omega}}(n)$ ($n = \underline{n}, \dots, \bar{n}$)と表す。

つぎに、2次モデルの推計に用いたデータ $\boldsymbol{\xi}$ と時点 T までのモニタリング情報 $\bar{\boldsymbol{\xi}}^{0,T}$ をプールしたデータセットを用いて、マルコフ劣化モデルをベイズ更新する。4.5.3で言及したように、2次モデルの推計には1次モデルで計算した地盤沈下パス、舗装劣化パスのデータを用いている。すなわち、それぞれのサンプルパス k に

対して、舗装健全度データ $\{h_i^t(k) : t = 0, \dots, \bar{T}\}$ と説明変数ベクトル $\xi_i(k) = \{(z, \mathbf{x}_i^t(k)) : t = 0, \dots, \bar{T}\}$ を定義し、これらのデータを用いて2次モデルを推計した. 一方、空港供用後には、舗装健全度、地盤沈下量に関する実測値を得ることができる. これらのモニタリング情報を用いて、舗装健全度データ $\{\bar{h}_i^t : t = 0, \dots, T\}$ と説明変数ベクトル $\bar{\xi}_i = \{(z, \bar{\mathbf{x}}_i^t(k)) : t = 0, \dots, T\}$ を定義できる. ここに、記号「 $\bar{\cdot}$ 」は、表-4.2に示したように実測値を用いて、データベースを作成していることを意味している. これらのデータをプールした新しいデータセット $(\bar{\xi}^{0,T}, \xi)$ を定義する. その上で、新しい添え字 r を用いて、データセットに含まれる健全度、説明変数ベクトルの組を $\{h_i^r, (z, \bar{\mathbf{x}}_i^r)\}$ ($r = 1, \dots, \bar{R}$) と再定義する. \bar{R} は、プール後のデータ数を表す. ベイズ更新を行った後の未知パラメータベクトルの事後密度関数 $\psi(\beta | \bar{\xi}^{0,T}, \xi)$ は

$$\psi(\beta | \bar{\xi}^{0,T}, \xi) \propto \mathcal{L}(\bar{\xi}^{0,T}, \xi | \beta) \prod_{j=1}^{J-1} g(\beta^j | \mu^j, \Sigma^j) \quad (4.6.33)$$

と表すことができる. ここに、 $\mathcal{L}(\bar{\xi}^{0,T}, \xi | \beta)$ は、1次モデルの計算結果と時点 T までのモニタリング情報の双方をプールしたデータセットを用いて定義される尤度関数である. 一方、 $g(\beta^j | \mu^j, \Sigma^j)$ は、それぞれ設計段階のベイズ推計時に用いた β^j の事前分布である. したがって、ベイズ更新後の事後分布は

$$\begin{aligned} \psi(\beta | \bar{\xi}^{0,T}, \xi) \propto & \prod_{j=1}^{J-1} \prod_{l=j}^J \prod_{i=1}^I \left[\prod_{r=1}^{\bar{R}} \right. \\ & \left. \left\{ \sum_{v=j}^l \prod_{s=j, \neq v}^{l-1} \frac{\tilde{\lambda}_i^s(r)}{\tilde{\lambda}_i^s(r) - \tilde{\lambda}_i^v(r)} \exp(-\tilde{\lambda}_i^v(r)z) \right\}^{\delta_i^{jl}(r)} \right] \\ & \cdot \prod_{j=1}^{J-1} \exp \left\{ -\frac{1}{2} (\beta^j - \mu^j) (\Sigma^j)^{-1} (\beta^j - \mu^j)' \right\} \end{aligned} \quad (4.6.34)$$

となる. ただし、 $\tilde{\lambda}_i^s(r)$ はモニタリング情報を用いてベイズ更新されたハザード率、 $\delta_i^{jl}(r)$ は隣接する2つの時点の健全度データに対して $h_i^r = j, h_i^{r+1} = l$ のときに1、そうでないときに0となるダミー変数である. マルコフ劣化モデルに関しても4.5.3で述べた方法を用いて、パラメータ ω_i 、 ϕ_i の標本を事後確率密度関数から抽出する. MCMC法により抽出したパラメータ標本を $\tilde{\beta}(n)$ ($i = 1, \dots, I; n = \underline{n}, \dots, \bar{n}$) と表す.

4.6.3 舗装劣化に関するベイズ予測

本研究の適用事例では、PFI事業による空港舗装マネジメントを対象としており、事業権契約において事業者が遵守すべきコンクリート舗装に関する性能が規定されている. したがって、PFI事業者の立場にたてば、ライフサイクル費用リスクを管理するうえで、コンクリート舗装版の健全度分布を予測することが重要な課題となる. いま、空港供用時点から、現在時点までのモニタリング情報 $\bar{\mathbf{y}}^{0,T}$ 、 $\bar{\mathbf{h}}^{0,T}$ が得られたとする. その上で、時点 T 以降の各時点におけるコンクリート版の健全度分布をベイズ予測する問題を考える. さらに、MCMC法によって求めた地盤沈下モデルのパラメータ標本を $\tilde{\omega}^i(n)$ 、舗装劣化モデルのパラメータ標本を $\tilde{\beta}^j(n)$ と表そう. ただし、 n はMCMC法によるステップ番号を表し、 $n = \underline{n} + 1, \dots, \bar{n}$ のパ

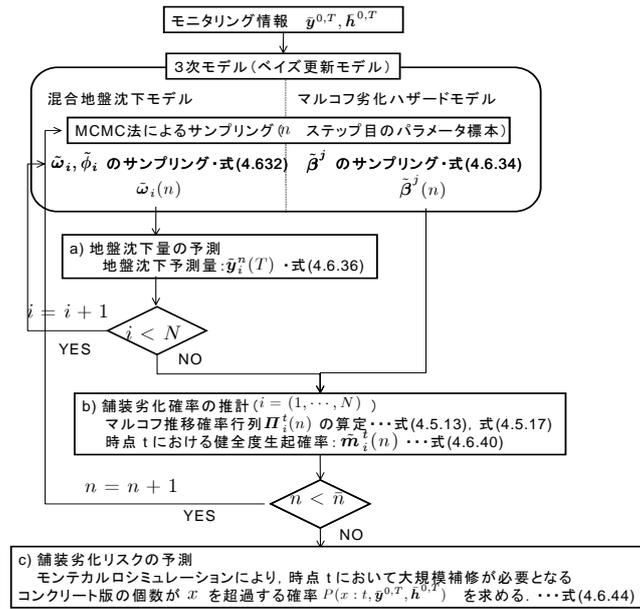


図-4.7 ベイズ予測の手順

ラメータ標本をベイズ予測に用いる。ベイズ予測は、図-4.7に示すように、2次モデルのベイズ更新と並行して行われる。いま、2次モデルのベイズ更新が行われ、 n ステップ目のパラメータ標本 $\tilde{\omega}^i(n)$ 、 $\tilde{\beta}^j(n)$ が得られた場合を考える。ベイズ予測は以下の手順で実施される。

4.6.4 a) 地盤沈下量の予測

時点 T 以降の地盤沈下予測を試みる。本ステップでは、時点 T における混合地盤モデルのベイズ更新により作成したパラメータ標本 $\tilde{\omega}_i(n)$ を用いて、メッシュ i ($i = 1, \dots, I$)の地盤沈下量予測値 $\tilde{y}_i(T, n) = \{\tilde{y}_i^{T+1, n}, \dots, \tilde{y}_i^{\tilde{T}, n}\}$ を出力する。ただし、 $\tilde{y}_i^{t, n}$ は、重み標本 $\tilde{\omega}_i(n)$ を用いて時点 t ($t > T$)の平面メッシュ i の地盤沈下量を予測した結果である。時点 T の地盤沈下量の実測値 \bar{y}_i^T と重み標本 $\tilde{\omega}_i^n(k)$ を与件とすれば、時点 T における混合地盤沈下モデルの予測残差 $\xi_i^T(n)$ は

$$\xi_i^{T, n} = \bar{y}_i^T - \sum_{k=1}^K \tilde{\omega}_i^n(k) f_i(T, k) \quad (4.6.35)$$

と表される。重み標本 $\tilde{\omega}_i^n$ を与件とすれば、時点 T 以降の時点 t ($t > T$)における予測値 $\tilde{y}_i^t(T)$ は、次式で示す混合地盤沈下モデルで表される。

$$\tilde{y}_i^{t, n}(T) = \sum_{k=1}^K \tilde{\omega}_i^n(k) f_i(t, k) + \xi_i^n \quad (4.6.36)$$

以上の手順を経て、地盤沈下量予測値 $\tilde{y}_i^n(T)$ を得る。この時、時点 T において地盤沈下量 \bar{y}_i^T を観測した場合に、それ以降の時点 t ($t > T$)における地盤沈下量 $\tilde{y}_i^t(T)$ に関する確率分布関数 $H_i(\tilde{y}_i|t, \bar{y}_i^T)$ は次式で表さ

れる.

$$H_i(\tilde{y}_i|t, \tilde{y}_i^T) = \frac{\#\{\tilde{y}_i^{t,n}(T) \leq \tilde{y}, n \in \mathcal{M}\}}{\bar{n} - \underline{n}} \quad (4.6.37)$$

4.6.5 b) 舗装劣化確率の推計

以上で求めた地盤沈下量予測量 $\tilde{y}_i^n(T)$ と、マルコフ劣化モデルのパラメータ標本ベクトル $\tilde{\beta}^j(n)$ を用いて、舗装劣化パスを発生する. パラメータ標本ベクトル $\tilde{\beta}^j(n)$ を与件とすれば、指数ハザードモデルは

$$\tilde{\lambda}_i^{j,t}(n) = \tilde{\alpha}_i^t(n)\tilde{\beta}^j(n) \quad (4.6.38)$$

と表される. ただし、 $\tilde{\alpha}_i^t(n)$ は、時点 t における地盤沈下量予測量 $\tilde{y}_i^n(T)$ を用いて定義された説明変数ベクトルである. 地盤沈下が継続すれば、説明変数の値は時間とともに変化する. 指数ハザードモデル $\tilde{\lambda}_i^{j,t}(n)$ が求めれば、マルコフ劣化モデル(4.5.17)を用いて、期間 $[t, t+1)$ 中に生起する舗装劣化過程をマルコフ推移行列 $\mathbf{\Pi}^t(n)$ で定義できる. ここでは、パラメータ標本 n に依存していることを明示的に表すため添え字 n が用いられている. いま、任意の時点 $t \geq T$ における、メッシュ i の健全度 j の生起確率を $\tilde{m}_i^{j,t}(n)$ と表す. ただし、 $\sum_{j=1}^J \tilde{m}_i^{j,t}(n) = 1$ が成立する. 現在時点 T において、着目しているメッシュ i の健全度が j であれば、時点 T における生起確率は、

$$\tilde{m}_i^{j,T}(n) = (0, \dots, 1, \dots, 0) \quad (4.6.39)$$

と表される. 上式では、第 j 番目の要素のみが1となっている. この時、将来時点 t における健全度生起確率 $\tilde{m}_i^{j,t}(n) = \{\tilde{m}_i^{1,t}(n), \dots, \tilde{m}_i^{J,t}(n)\}$ は、マルコフ推移確率行列 $\tilde{\mathbf{\Pi}}_i$ を用いて、次式で表される.

$$\tilde{m}_i^{j,t}(n) = \tilde{m}_i^{j,T}(n)\mathbf{\Pi}_i^T(n) \cdots \mathbf{\Pi}_i^{t-1}(n) \quad (4.6.40)$$

以上の結果より、各平面メッシュの現時点移行における健全度生起確率の流列 $\{\tilde{m}_i^T(n), \tilde{m}_i^{T+1}(n), \dots, \tilde{m}_i^{\bar{T}}(n)\}$ が得られる.

4.6.6 c) 舗装劣化リスクの予測

空港舗装マネジメントの観点からは、個々の舗装版ごとの劣化過程を予測するだけでなく、将来時点において発生するライフサイクル費用リスクを評価することが重要である. このためには、将来時点 $t \geq T$ において、合計 I 個の平面メッシュの中で、あらかじめ設定した管理水準を達成できない平面メッシュの個数分布を求めることが必要となる. その結果、各メッシュの時点 t における健全度分布 $\tilde{m}_i^t(n)$ を求めることができる.

いま、管理水準を j^* と表す. さらに、地盤沈下サンプル n において、時点 t にメッシュ i の健全度が管理水準を満足しない確率（以下、非達成確率と呼ぶ）は

$$q_i^t(n) = \sum_{j=j^*}^J \tilde{m}_i^{j,t}(n) \quad (4.6.41)$$

と表せる．平面メッシュ全体にわたる非達成確率ベクトルを $\mathbf{q}^t(n) = (q_1^t(n), \dots, q_I^t(n))$ と表そう．いま，メッシュ i において，1) 管理水準を満足する，2) 管理水準を満足しない，という状態変数を定義し，それぞれの状態が確率 $1 - q_i^t(n)$, $q_i^t(n)$ で生起すると考える．さらに，各メッシュから，ランダムに1つずつサンプルを取り出すような試行を M 回繰り返す．第 m ($m = 1, \dots, M$) 回目の試行におけるメッシュ i のサンプルの状態変数を

$$t_i^{t,m}(n) = \begin{cases} 0 & \text{管理水準を満足するとき} \\ 1 & \text{管理水準を満足するとき} \end{cases} \quad (4.6.42)$$

と表す．この時，時点 t において， I 個のメッシュの中で管理水準を満足しないメッシュの個数が x となる確率 $\text{Prob}^n(x : t, \bar{\mathbf{y}}^{0,T}, \bar{\mathbf{h}}^{0,T})$ は，

$$\begin{aligned} & \text{Prob}^n(x : t, \bar{\mathbf{y}}^{0,T}, \bar{\mathbf{h}}^{0,T}) \\ &= \frac{\#\{m \mid \sum_{i=1}^M t_i^{t,m}(n) = x\}}{M} \end{aligned} \quad (4.6.43)$$

と表せる．記号 $\#\{\cdot\}$ は，集合 $\{\cdot\}$ に含まれる要素数を表す．任意の x ($x = 0, 1, 2, \dots$) に対して，式(4.6.43)を用いて確率 $\text{Prob}^n(x : t, \bar{\mathbf{y}}^{0,T}, \bar{\mathbf{h}}^{0,T})$ を求めることにより，将来時点 $t > T$ において大規模補修が必要となるコンクリート舗装版数 x の確率分布を求めることができる．ただし，このように求めた確率分布は，地盤沈下パス n に対して定義されている．そこで，時点 T を起点とする地盤沈下パスのそれぞれに対して，確率 $\text{Prob}^n(x : t, \bar{\mathbf{y}}^{0,T}, \bar{\mathbf{h}}^{0,T})$ を求め，それらを平均化したような確率分布（以下，大規模補修個数分布と呼ぶ）を求める．将来時点 $t > T$ において，大規模補修が必要となるコンクリート版の個数が x となる確率 $P(x : t, \bar{\mathbf{y}}^{0,T}, \bar{\mathbf{h}}^{0,T})$ は

$$\begin{aligned} & P(x : t, \bar{\mathbf{y}}^{0,T}, \bar{\mathbf{h}}^{0,T}) \\ &= \frac{\sum_{n=\underline{n}+1}^{\bar{n}} \text{Prob}^n(x : t, \bar{\mathbf{y}}^{0,T}, \bar{\mathbf{h}}^{0,T})}{\bar{n} - \underline{n}} \end{aligned} \quad (4.6.44)$$

と表すことができる．

4.7 適用事例

4.7.1 適用事例の概要

本研究では，三度，臨海部空港である H 空港を適用事例としてとりあげる．同空港では，近距離国際旅客便の就航と深夜早朝時間帯を利用した国際貨物便就航を目的とし，エプロンを含む基本施設の他，空港保安施設，付帯施設，構内道路・駐車場および緑地の設計，施工から維持管理までを対象とした PFI 事業を実施している．中でも，エプロン部は，航空機が駐機するエリアであり，高い耐流動性および耐油性が求められることからコンクリート舗装が適用されている．同エプロンは，軟弱地盤上に位置しており，地盤の不同沈下によるコンクリート舗装の疲労劣化が問題となる．そこで，2章において，不同沈下を考慮し

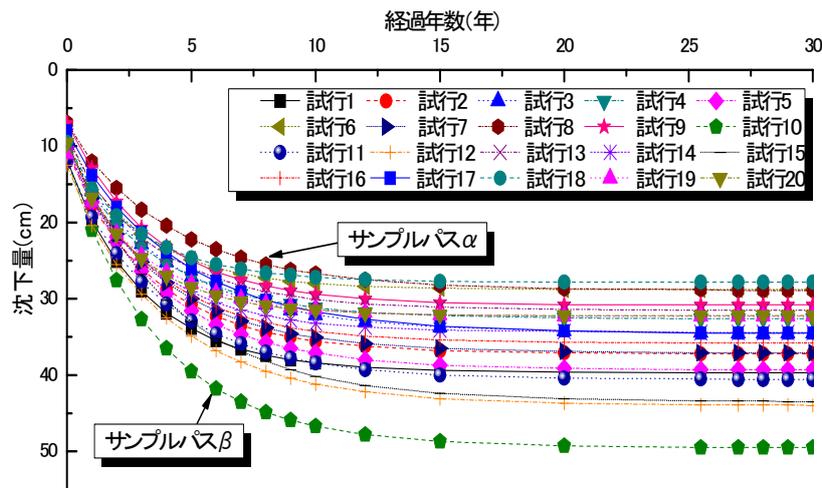


図-4.8 地盤沈下パス ($i = 73$) (再掲)

表-4.3 機材別年間設計交通量(再掲)

カテゴリー	該当機材	年間離陸回数
A380クラス	A380-800	3,000
Jクラス	B747-400	6,000
Lクラス	B777-200ER	3,750
A380クラス	B767-300ER	12,250
計		25,000

た疲労度設計手法により、コンクリート舗装版の累積疲労度を算定することにより、コンクリート舗装の劣化過程を予測し、30年を目標計画期間とする維持補修計画を検討する方法を提案した。本適用事例においても2章、3章と同様に、H空港におけるエプロン部に位置する825m×400mの範囲をとりあげる。エプロン部の圧密沈下の検討に際しては、一辺が25.5m×25.5mの合計528個の平面メッシュを基本単位とし、2次元FEMの解析にあたっては、さらに平面メッシュを25cm×25cmの微小メッシュに分割した。

4.7.2 1次モデルによるサンプルパスの作成

2章で示した1次モデルにより舗装の劣化過程をシミュレートする。まず、確率的1次元圧密モデルを用いて、各平面メッシュの地盤沈下パスを作成した。地盤沈下パスの具体的な作成方法に関しては2章に譲るが、シミュレーション結果の1例を図-4.8に示す。同図は、例として選定した平面メッシュ $i = 73$ における経年的な地盤沈下量に対する20本の地盤沈下パス $f_{73}(t, k)$ を示したものである。対象として選択した平面メッシュは現地盤高さAP+3.0mに対し計画地盤高さがAP+6.0mであり、エリア内で盛土高が大きい箇所に該当する。20本のパスを比較すると、土質定数シナリオによって地盤沈下量が大きく変化している。ついで、2次元有限要素法モデルを用いてコンクリート版内に発生する応力を求めるとともに、マイナー則を用いてコンクリート版の疲労度を算定した。その際、表-4.3に示すように、対象エプロンにお

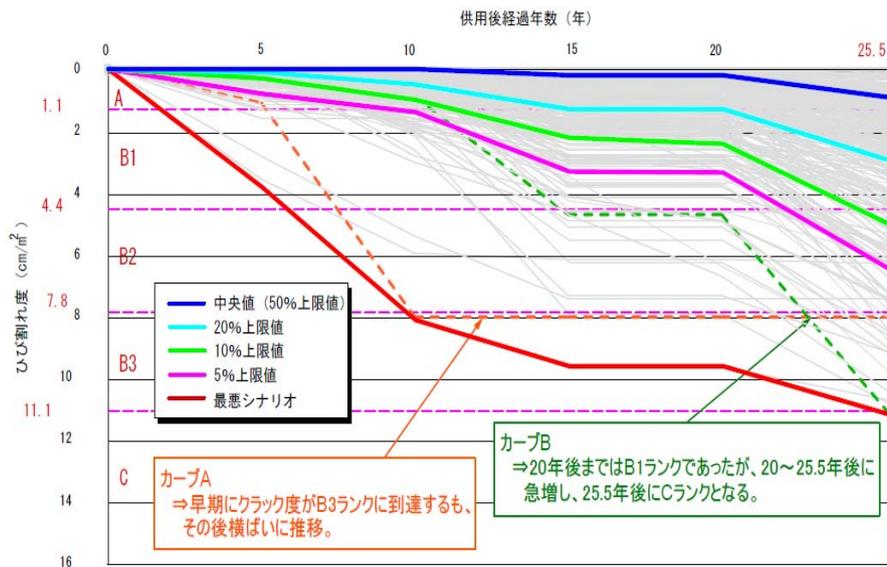


図-4.9 舗装劣化パス

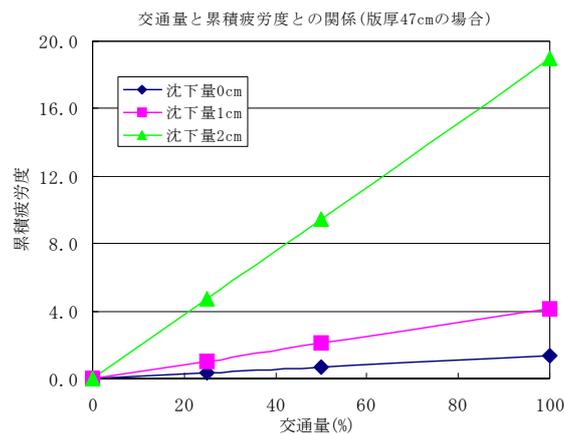


図-4.10 交通量と累積疲労度との関係(再掲)

る航空機交通量を想定した。その結果、地盤沈下パスと対応して、各コンクリート版の舗装劣化パスを作成した。図-4.9は、すべての平面メッシュの舗装劣化パス $g_i(t, k)$ ($i = 1, \dots, 528$) を表している。以上の結果に基づいて、コンクリート舗装の沈下量、曲率、累積交通量と疲労度の関係を分析した。図-4.10に、不同沈下量を0, 1, 2cmに設定し、交通量と累積疲労度の関係を分析した結果を示している。交通量と累積疲労度の間には線形の見出せる。また、沈下量が増加すれば、累積疲労度も単調に増加している。累積疲労度と沈下量、曲率、交通量の間には単調な関係が見出せるため、これらの説明変数を用いた統計モデルを用いて舗装劣化パスを十分な精度で近似可能であると予想できる。

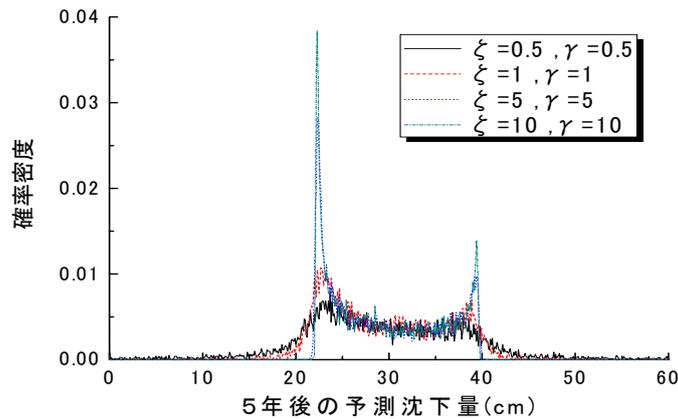


図-4.11 5年後の予測沈下量の分布

4.7.3 2次モデルの作成

1次モデルを用いて求めた地盤沈下パス $f_i(t, k)$, 舗装劣化パス $g_i(t, k)$ を用いて, 混合地盤沈下モデル, およびマルコフ劣化モデルをベイズ推計した. まず, 1次モデルで得られた20本の地盤沈下パス (図-4.8 参照) を用いて, 混合地盤沈下モデルを推計した. 1次モデルで求めたパスは, 互いに強い相関関係にある. そこで, 多重共線性を避けるため, 20本の地盤沈下パスの中で予測沈下量の上限値と下限値を規定する2本のパスを用いた. 図-4.8に示すように, 地盤沈下パスの中で, もっとも上方に位置するサンプルパスをパス α , 下方に位置するサンプルパスをパス β と呼ぶ. すべての平面メッシュに対して, 2つの地盤沈下パスを採用することにより, 混合地盤沈下モデルは

$$\hat{g}_i^t = \sum_{k=1}^2 \omega_i(k) f_i(t, k) + \varepsilon_i \quad (4.7.45)$$

と特定化できる. 図-4.11は, 平面メッシュ $i = 73$ をとりあげ, 5年後の地盤沈下量を予測した結果を示している. 図-4.11に示すように, 式(4.5.10)の分散パラメータ $\phi_i = \sigma_i^2$ が従うガンマ分布の定数パラメータ ζ, γ の値を増大させると, 予測沈下量はより狭い範囲に分布することがわかる. 一方, ζ, γ の値を減少させると, 予測沈下量はより広い範囲に分布する.

マルコフ劣化モデルを作成する場合, 説明変数として航空機交通量, 地盤沈下量, 舗装地盤の曲率, コンクリートの曲げ強度, 版厚などが考えられる. このうち, 曲げ強度, 版厚に関しては, すべての平面メッシュで共通した値をとる. そこで, 本適用事例では, 説明変数として航空機交通量, 地盤沈下量, 舗装地盤の曲率という3つの説明変数を採用することとした. なお, 図-4.12には, 舗装地盤の曲率の算定方法を示している. 前述したように, 不同沈下形状として, 4つの連続するメッシュでの沈下量が, 極値を1つだけ持つ3次曲線, 極値を2つ持つ3次曲線として近似できる場合がある. 同図には, これら2つの場合の曲率を定義している. 対象とする平面メッシュに対して, それに隣接する平面メッシュに関して4方向の曲

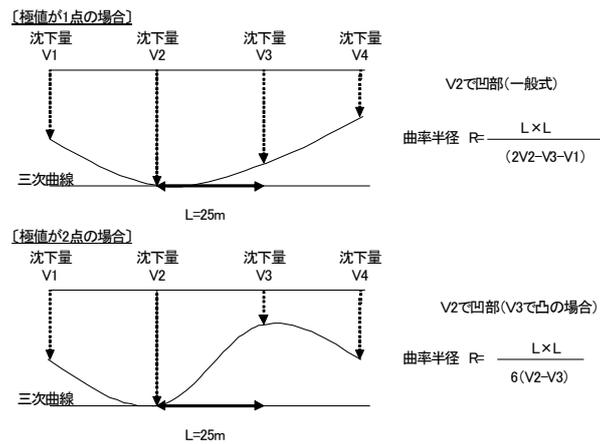


図-4.12 不同沈下形状と曲率半径の関係(再掲)

率半径を算定できる。これら4方向の曲率半径の最小値を当該メッシュの曲率半径と設定した。

1次モデルで得られた計算結果を用いて、ギブスサンプリング法により指数ハザードモデルをベイズ推計した。その際、ギブスサンプリング過程が定常状態に到達することを保証するために $\underline{n} = 3,000$ に設定し、残りの10,000個のパラメータ標本を用いてパラメータ推計を試みた。その際、上記の3つの説明変数を組み合わせた計算ケースを想定し、多段階指数ハザードモデルのパラメータ値を推計した。パラメータ推計値の符号条件を検討した結果、最終的に航空機交通量、曲率という2つの説明変数が選択された。すなわち、本適用事例で採用した、指数ハザード関数は

$$\lambda_i^{j,t}(k) = \exp \left\{ \beta^{j,1} + \beta^{j,2} x_i^{t,2} + \beta^{j,3} x_i^{t,3}(k) \right\} \quad (4.7.46)$$

と表される。ここに、 $x_i^{t,2}, x_i^{t,3}(k)$ は、それぞれ平面メッシュ*i*の期間*t*における航空機交通量、不同沈下により発生する曲率を表している。以下、 $\beta^j = (\beta^{j,1}, \beta^{j,2}, \beta^{j,3})$ と表記する。表-4.4には、マルコフ劣化ハザードモデルをベイズ推計した結果(パラメータの標本平均)とGeweke検定統計量を示している。Geweke検定統計量はいずれも1.96を下回っており、有意水準5%で収束仮説を棄却できない。また、表-4.5に、例として再びメッシュ($i = 73$)をとりあげ、多段階指数ハザードモデルを用いて推計したマルコフ推移確率を示している。

地盤沈下過程が異なれば、各期における舗装版の曲率が異なり、それと対応してマルコフ推移確率も時間の経過に伴って変化していく。このため、地盤沈下過程が異なれば、それと対応して、舗装の劣化過程も異なることになる。供用開始時点 $t = 0$ において、各メッシュの健全度はすべて1であり、生起確率の初期値は、

$$\mathbf{m}_i^0 = (1, 0, 0, 0, 0) \quad (4.7.47)$$

となる。このとき、任意の時点*t*における健全度生起確率 $\mathbf{m}_i^t = (m_i^{1,t}, \dots, m_i^{J,t})$ は、式(4.6.40)において

表-4.4 2次モデルの推計結果

健全度 j	定数項 $\beta^{j,1}$	交通量 $\beta^{j,2}$	曲率 $\beta^{j,3}$
1	-2.811 (1.208)	0.7355 (1.337)	6.527 (0.1604)
2	-2.317 (0.7316)	0.1038 (0.7013)	3.715 (0.3895)
3	-1.481 (0.1189)	—	0.9778 (0.7398)
4	-1.721 (0.8841)	—	—

注) 括弧内はGeweke検定統計量を表す。また、交通量は時点 $t=30$ における交通量を、曲率は当該サンプルにおける曲率の最大値を1として基準化している。

表-4.5 時点 $t=0$ におけるマルコフ推移確率の検討結果

健全度	1	2	3	4	5
1	0.9878	0.0121	0.0001	0.0000	0.0000
2	0	0.9804	0.0192	0.0004	0.0000
3	0	0	0.9555	0.0437	0.0008
4	0	0	0	0.9649	0.0351
5	0	0	0	0	1

$T=0$ に設定することにより評価できる。図-4.13には、以上の方法を用いて、平面メッシュ $i=73$ の健全度生起確率の経年的な変化パターンを予測した結果を表している。

4.7.4 ハイブリッド劣化予測のベイズ更新（3次モデル）

まず、供用開始後、5年間のモニタリング情報に基づいて、混合地盤沈下モデルをベイズ更新する問題を取りあげる。ただし、現時点で空港施設は供用されていないため、ここでは仮想的にモニタリング情報を設定する。図-4.14には、528個の平面メッシュの中から、事例として選択したメッシュ($i=73$)を取りあげ、1次モデルで作成したサンプルパス、2次モデルで求めた期待値パスを示している。また、当該平面メッシュにおいて、空港供用後5年間にわたる地盤沈下過程を、仮想的に図中の●印で示すように与える。当該メッシュにおいては、仮想モニタリング情報で示した地盤沈下過程は、期待サンプルパスよりも下方に位置しており、地盤沈下速度が期待値パスよりも大きい状況を想定している。空港供用後5年後を現在時点と考え、5年間のモニタリング情報を用いて3次モデルをベイズ推計した結果を表-4.6に示している。同表には、混合地盤沈下モデルの重み $\omega_{73}(1)$ 、 $\omega_{73}(2)$ と分散パラメータ ϕ_{73} の期待値、95%信頼区間、およびGeweke検定統計量[37]のベイズ更新結果を示している。推計結果より、重みの合計は1となっており、制約条件式(4.5.8)を満足している。つぎに、5年度にベイズ更新された混合地盤沈下モデルを用いて、6年度以降の地盤沈下パスを予測した結果を図-4.14に示す。前述したように、地盤沈下過程の実績パスとして、期待値パスよりも沈下速度が大きいパスを仮想的に設定している。したがって、経過年数30年の時点での予測沈下量の期待値が38.11cmとなり、期待値パスの35.75cmよりも大きくなっている。供用後30年度における95%信頼区間の下限は37.99cm、上限は38.22cmであり、ベイズ更新の結果、混合地盤沈下

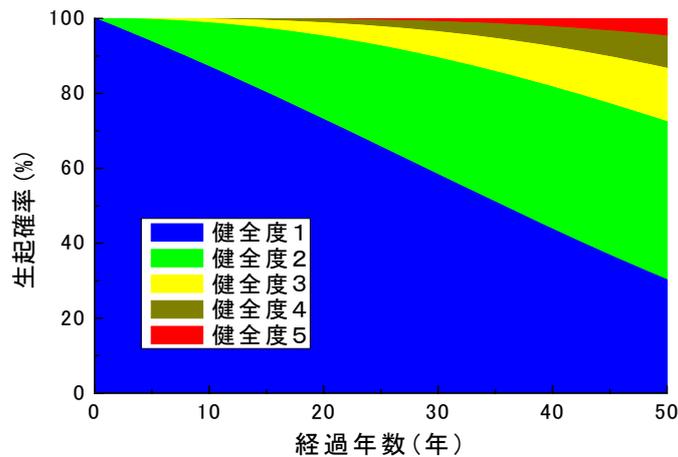


図-4.13 健全度発生確率の経年変化

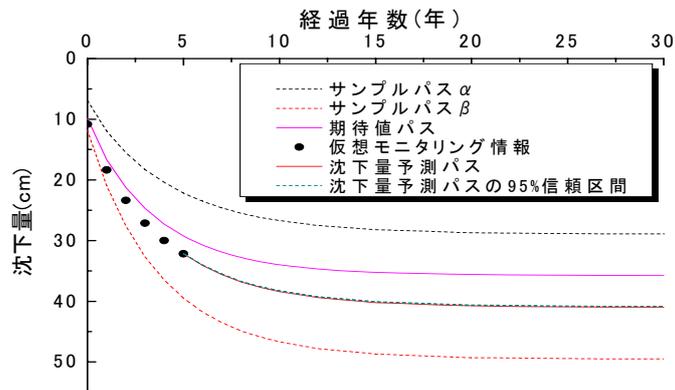


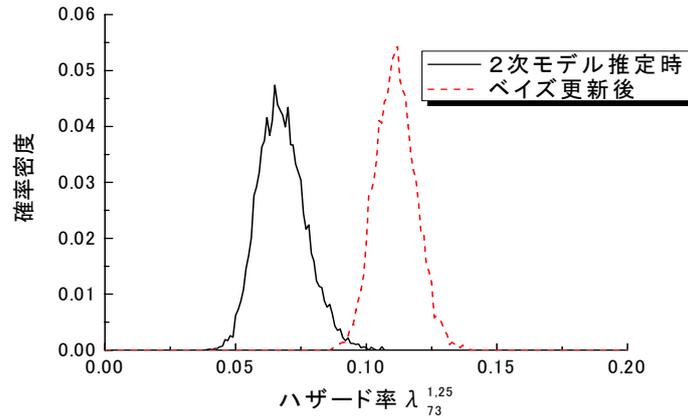
図-4.14 地盤沈下量のモニタリング情報

モデルの推計精度が向上し、より正確な地盤沈下リスクの管理が可能になる。

つぎに、マルコフ劣化モデルのベイズ更新を試みる。供用開始後、5年間にわたって地盤沈下過程とコンクリート舗装の劣化過程に関するモニタリング情報が得られたと仮定する。現時点では、コンクリート舗装の劣化過程に関するモニタリング情報が存在しないため、仮想的なモニタリング情報を以下の方法で作成した。すなわち、地盤沈下過程に関しては、図-4.14の●印に示すように、全メッシュにわたって地盤沈下量が期待値パスに対して一律に大きくなるようなサンプルパスを想定する。その上で、地盤沈下サンプルパスを入力情報として、コンクリート舗装のハザード率 $\lambda_i^{j,t}$ を算定した。この時、コンクリート舗装の劣化過程は、式(4.6.40)を用いて記述される。その上で、式(4.6.40)に従う確率過程の中からサンプルパスを発生した。以上のように作成したモニタリング情報を追加情報として、式(4.6.34)に基づいてマルコフ劣化モデルのベイズ更新を試みた。ベイズ更新の時点が $t=5$ であるため、この時点ではコンクリート舗装の

表-4.6 混合地盤沈下モデルの推計結果

パラメータ	期待値	95%信頼区間		Geweke検定統計量
$\omega_{73}(1)$	0.385	0.359	0.411	-1.59E-02
$\omega_{73}(2)$	0.615	0.589	0.641	1.59E-02
ϕ_{73}	6.83	1.83	15.07	-3.51E-02

図-4.15 ハザード率 $\lambda_{73}^{1,25}$ の分布

劣化がそれほど進展していない。そのため、舗装健全度1のハザード率を除いてほとんど更新されていない。図-4.15は、以上のようにベイズ更新した多段階指数ハザードモデルを用いて、メッシュ($i = 73$)の時点 $t = 25$ におけるハザード率 $\lambda_{73}^{1,25}$ を予測した結果を示している。ベイズ更新を行うことにより、ハザード率の分散が小さくなり、予測精度が向上していることがわかる。しかし、地盤沈下過程が当初の期待値パスより早く進行しているため、ハザード率の分布が当初の分布より大きくなる方向へ修正されている。

最後に、ベイズ更新後、時点 $t = 25$ において大規模補修が必要となる舗装版の枚数の確率分布を、式(4.6.44)を用いて導出した結果を図-4.16に示している。同図には、設計段階で予測した確率分布と、5年間のモニタリング情報を用いてベイズ更新された確率分布が併記されている。地盤沈下過程が設計時に予測した期待値パスより早く進行するようなシナリオを仮想的に想定しているため、大規模補修が必要となる補修版数は設計時の予測結果よりも増加する方向に補正されている。軟弱地盤上の空港施設の場合、地盤沈下過程に不確実性が介在するために、地盤沈下過程の実績がコンクリート舗装の劣化過程に多大な影響を及ぼす可能性がある。このため、地盤沈下過程、コンクリート版の劣化過程に関するモニタリング情報に基づいて、コンクリート舗装の劣化過程の予測結果を逐次更新し、より精緻なリスク評価を行うことが必要であることが理解できる。

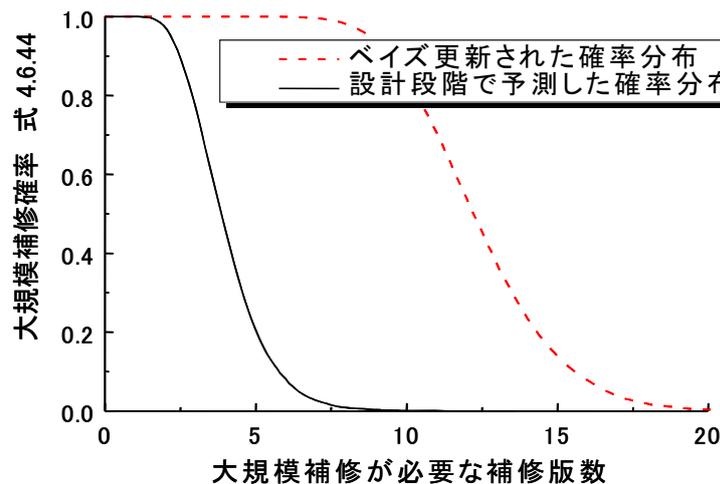


図-4.16 舗装劣化リスク予測リスク

4.8 おわりに

空港舗装マネジメントに関しては、舗装の劣化過程に関するデータの蓄積が十分ではないという問題点がある。本研究では、疲労破壊を考慮した信頼性設計法を用いて、空港コンクリート舗装の劣化過程をモデル化した。このような力学的モデルにより、舗装劣化データが蓄積されていなくても、舗装の劣化過程を予測することが可能となる。しかし、コンクリート材料の疲労破壊や、目地部の破損等、1次モデルを用いて十分に表現できない劣化現象もあり、1次モデルの予測精度に課題が残されている。このため、コンクリート舗装の劣化現象を継続的にモニタリングすることにより、予測結果の信頼性を向上させる努力が必要である。

本研究では、空港コンクリート舗装の劣化データが存在しない状況の下で、1次モデルを用いてコンクリート舗装の劣化予測を試みた。しかし、1次モデルを用いた劣化予測には、地盤沈下過程や疲労メカニズム等に不確実性が介在する。そこで、1次モデルによる予測結果を用いて、コンクリート舗装の劣化過程を統計的に表現する2次モデルを作成した。さらに、モニタリング情報に基づいて、2次モデルを逐次ベイズ更新するというハイブリッド劣化モデルを提案した。さらに、現実の空港舗装マネジメントを対象とした適用事例を用いて、本研究で提案した方法論の有効性を実証的に検討した。その結果、本研究で提案した方法論は、十分な実用性を有するものと考えているが、今後いくつかの研究課題が残されている。第1に、本研究の適用事例は、現時点において空港整備事業が開始された段階である。したがって、現時点においてモニタリング情報が入手可能ではない。適用事例では、モニタリング情報を人工的に作成することにより混合地盤沈下モデルのベイズ更新を試みた。今後、空港地盤の沈下過程を継続的にモニタリングすることにより、混合地盤沈下モデルのベイズ更新の有効性を、現実のモニタリング情報を用いて検証することが必要である。第2に、本研究においては、コンクリート舗装特有のコンクリート材料のもつ強度の

不確実性を考慮していない。実際の空港コンクリート舗装においては、このコンクリート強度のばらつきによって劣化現象にもばらつきが生じることが想定される。特に空港コンクリート舗装においては、曲げ強度のばらつきの影響が考えられるが、個々のコンクリート版の実曲げ強度を一つ一つ計測することは難しい。今後は、コンクリートの曲げ強度のばらつきを考慮したような疲労破壊モデルを考慮することが必要となろう。第3に、本研究で開発した舗装劣化予測モデルを用いて、最適修繕戦略を求めるための計画モデルを開発することが必要である。特に、PFI事業により空港コンクリート舗装マネジメントを実施する場合、事業権契約に盛り込まれた性能規定を満足することが必要である。そのためには、ライフサイクル費用リスクを評価するとともに、地盤沈下モデル、舗装劣化モデルのバイズ更新過程を導入したようなマルコフ決定過程に関する研究が必要となる。第4に、地盤沈下過程が1次モデルの予測結果と大幅に乖離し、混合地盤沈下モデルの予測精度が著しく低下する場合、1次元圧密モデルの妥当性を検討することが必要となる。PFI事業権契約において、発注者が地盤リスクを負担すべき場合、1次モデルの修正が必要となった段階でPFI事業権契約の設計変更が必要となる。この場合、新しい1次モデルの作成とハイブリッド劣化予測モデルの再構築が必要となる。最後に、本研究で提案したバイズ更新モデルは、モニタリング情報に基づいて設計段階における予測結果をバイズ更新するための方法論を提案したものである。このようなバイズ更新モデルは、空港舗装マネジメント問題以外の幅広い問題に対して適用できる可能性を持っている。今後、バイズ更新モデルの方法論の有効性を空港舗装以外の土木施設のアセットマネジメント問題に対して検証することが必要である。

参考文献

- [1] 小林潔司：分権的ライフサイクル費用評価と集計的効率性，土木学会論文集，No.793/IV-68，pp.59-71，2005.
- [2] 小林潔司，上田孝行：インフラストラクチャのマネジメント：研究展望，土木学会論文集，No.744/IV-61，pp.15-27，2003.
- [3] Jie Yuan, J. and Mooney, M.A.: Development of Adaptive Performance Models for the Oklahoma Airfield Pavement Management System, *Transportation Research Record, TRB 2003*, Vol.1853, pp.44-54, 2003.
- [4] Federal Aviation Administration: *Pavement Management System, Advisory Circular*, AC No.150/5380-7, 1988.
- [5] 津田尚胤，貝戸清之，青木一也，小林潔司：橋梁劣化予測のためのマルコフ推移確率の推定，土木学会論文集，No.801/I-73，pp.68-82，2005.
- [6] 貝戸清之，小林潔司：マルコフ劣化ハザードモデルのベイズ推定，土木学会論文集A，Vol.63，No.2，pp.336-355，2007.
- [7] 青木一也，山本浩司，小林潔司：劣化予測のためのハザードモデルの推計，土木学会論文集，No.791/VI67，pp.111-124，2005.
- [8] Mishalani, R. and Madanat S.: Computation of infrastructure transition probabilities using stochastic duration models, *Journal of Infrastructure Systems, ASCE*, Vol.8, No.4, pp.139-148, 2002.
- [9] Shin, H.C. and Madanat, S.M. : Development of a stochastic model of pavement distress initiation, 土木学会論文集，No.744/IV-61，pp.61-67，2003.
- [10] 青木一也，山本浩司，津田尚胤，小林潔司：多段階ワイブル劣化ハザードモデル，土木学会論文集，No.798/VI-68，pp.125-136，2005.
- [11] 貝戸清之，熊田一彦，林秀和，小林潔司：階層型指数劣化ハザードモデルによる舗装ひび割れ過程のモデル化，土木学会論文集F，Vol.63，No.3，pp.386-402，2007.
- [12] 八谷好高：空港コンクリート舗装のマネジメントシステムに関する研究，港湾技研資料，No.698，1991.

- [13] 小梁川雅, 野田悦郎, 伊藤正秀: 供用履歴を受けたコンクリート舗装の疲労特性に関する研究, 舗装工学論文集, 土木学会, Vol.9, pp.149-156, 2004.
- [14] 宮田俊介, 丸山暉彦, 中村健: 信頼性を考慮した舗装設計法に関する研究, 土木学会第57回年次学術講演会, pp.873-874, 2002.
- [15] 竹内康, 小梁川雅, 西澤辰男, 木村慎: 路盤の経年変化がコンクリート舗装の疲労破壊に及ぼす影響, 舗装工学論文集, 土木学会, Vol.3, pp.93-100, 1998.
- [16] (財)港湾空港建設技術サービスセンター: 空港舗装構造設計要領(平成11年4月), 2005.
- [17] 西澤辰男, 松野三朗: コンクリート舗装の構造解析における有限要素法の適用性について, 土木学会論文報告集, 第338号, pp.207-215, 1983.
- [18] 西澤辰男, 蛭川明, 福田正: FEM解析に基づくコンクリート舗装版横目地のそり応力, 土木学会論文集, No.532/V-30, pp.89-96, 1996.
- [19] 土田孝, 小野憲司: 数値シミュレーションによる不同沈下の予測とその空港舗装設計への適用, 港湾技術研究所報告, 第27巻, 第4号, pp.123-200, 1988.
- [20] 下村泰造, 西澤辰男, 吉永清人, 福岡知久: 疲労度設計法を用いた空港コンクリート舗装の維持管理手法の検討, 舗装工学論文集, 土木学会, Vol.12, pp.211-218, 2007.
- [21] 下村泰造, 小濱健吾, 貝戸清之, 小林潔司: 空港舗装のアセットマネジメントのためのハイブリッド型地盤沈下モデル, 土木学会論文集F(投稿中).
- [22] 岩間滋: コンクリート舗装の構造設計に関する実験的研究, 土木学会論文集, 第111号, pp.16-46, 1964.
- [23] 坪川将丈, 水上純一, 江崎徹, 八谷好高: 空港コンクリート舗装の温度応力に関する研究, 国土技術政策総合研究所資料, No.341, 2006.
- [24] (社)日本道路協会: 舗装設計便覧 平成18年版, 2006.
- [25] 日本道路協会: 舗装設計施工指針 平成18年版, 2006.
- [26] 国土交通省航空局: 空港舗装補修要領(案), 1999.
- [27] Lancaster, T.: *The Econometric Analysis of Transition Data*, Cambridge University Press, 1990.
- [28] Gourieroux, C.: *Econometrics of Qualitative Dependent Variables*, Cambridge University Press, 2000.

-
- [29] Amemiya, T. and Boskin, M.: Regression analysis when the dependent variable is truncated lognormal, with an application to the determinants of the duration of welfare dependency, *International Economic Review*, Vol.15, pp.485, 1974.
- [30] 東京大学教養学部統計学教室編：自然科学の統計学，東京大学出版会，1992.
- [31] 繁枅算男：ベイズ統計入門，東京大学出版会，1985.
- [32] Jeffreys, H.: *The Theory of Probability*, Oxford University Press, 1961.
- [33] Ibrahim, J.G., Ming-Hui, C. and Sinha, D.: *Bayesian Survival Analysis*, Springer Series in Statistics, 2001.
- [34] 伊庭幸人：計算統計学のフロンティアー計算統計II，マルコフ連鎖モンテカルロ法とその周辺，岩波書店，2005
- [35] 和合肇：ベイズ計量経済分析，マルコフ連鎖モンテカルロ法とその応用，東洋経済新報社，2005.
- [36] Gilks, W.R. and Wild, P.: Adaptive rejection sampling for Gibbs sampling, *Applied Statistics*, Vol.41, pp.337-348, 1992.
- [37] Geweke, J.: Evaluating the accuracy of sampling-based approaches to the calculation of posterior moments, *Bayesian Statistics*, Vol.4, pp.169-193, Oxford University Press, 1996.
- [38] Chib, S.: Marginal likelihood from Gibbs output, *Journal of the American Statistical Association*, Vol.90, pp.1313-1321, 1995.
- [39] Newey, W.K. and West, K.D.: A simple, positive semi-definite, heteroskedasticity and autocorrelation consistent covariance matrix, *Econometrica*, Vol.55, pp.703-708, 1987.

第5章

空港舗装の維持管理モデル

5.1 はじめに

わが国では、空港施設が埋め立て地や空港島のような人工地盤上に建設される場合が少なくない。このような空港施設では、空港地盤の不同沈下が、コンクリート舗装の劣化に多大な影響を及ぼすこととなる。さらに、舗装の初期施工条件や繰り返し荷重の変動等に起因する舗装劣化過程の不確実性が介在する。このため、空港地盤の沈下過程や舗装の劣化過程を確定的に予測することは不可能である。このため、空港コンクリート舗装のアセットマネジメントにおいては、長期的な地盤沈下過程や舗装の劣化過程の不確実性を考慮した維持補修戦略を決定することが必要となる。

本章では、PFI事業における空港舗装マネジメント問題を対象とする。PFI事業契約では、契約期間末において空港コンクリート舗装が満足すべき性能が規定されている。さらに、契約期間を通じた大規模補修予算が契約により規定されており、事業者は補修予算の中で性能規定を満足するように空港舗装コンクリートを維持管理することが求められる。現実に必要な補修額が契約予算を超過する場合、事業者が超過額を負担しなければならない。このような空港コンクリート舗装の性能規定型維持補修契約においては、事業者は契約期間末における補修費用超過リスクを最小にするように、各期における補修計画を決定することが必要となる。

本研究では、空港コンクリート舗装マネジメントライフサイクル費用に影響を及ぼす要因として、空港地盤の不同沈下リスク、コンクリート舗装の疲労破壊という2種類のリスクに着目する。コンクリートの劣化過程は空港地盤の不同沈下過程がコンクリート舗装の劣化過程に影響を及ぼすため、舗装の劣化過程を地盤沈下過程に依存した非斉次マルコフ連鎖モデルを用いて表現する。その上で、事業者が地盤沈下過程、舗装の疲労破壊過程という2種類のリスクを考慮しながら、ライフサイクル費用を最小にするような補修政策を決定できるような非斉次マルコフ決定モデルを提案する。

5.2 本研究の基本的立場

5.2.1 従来の研究概要

土木施設の劣化過程や故障の生起事象を確率過程としてモデル化し、ライフサイクル費用を最小にするような最適補修政策を求める数理モデルが数多く提案されている。特に、健全度を離散的な状態変数で記述するマルコフ決定モデル[1]・[2]は、劣化過程の記述が簡単であり、数多くの実用モデル[3]~[5]が提案されている。伝統的なマルコフ決定モデルは、システムの劣化過程を表現するマルコフ推移確率が、初期時点からの経過時間に依存しないような斉次マルコフ劣化モデルで表現し、定常的な最適補修政策を求めることを目的としている。このようなマルコフ決定過程モデルに関する研究は、ハザードモデルを用いて劣化過程を表現する方法が開発されることにより、実用化が急速に進展した。例えば、青木等は照明ランプで構成されるシステムを対象として、システム全体の点検・補修タイミングに関する補修政策を求める方法論を提案している[6]・[7]。さらに、貝戸らは橋梁部材の劣化過程を表すマルコフ推移行列を多段階指数ハザードモデルを用いて推計する方法を提案し、平均費用を最小にするような橋梁補修政策を求めるマルコフ決定モデルを提案している[8]。しかし、本研究で対象とするような臨海部に立地する空港施設のコンクリート舗装のマネジメント問題を考える場合、1) 空港地盤の不同沈下過程がコンクリート舗装の劣化過程に多大な影響を及ぼすこと、2) 空港舗装の劣化過程には、地盤の不同沈下過程やコンクリートの疲労破壊等、複数のリスクが介在することが問題となる。空港地盤の沈下速度は、空港建設からの経過時間に依存して変化する。このため、空港舗装の劣化過程を定常的な斉次マルコフ劣化モデルで表現することは不可能である。青木等は、トンネル灯具の劣化過程を初期時間からの経過時間に依存するような非斉次マルコフ劣化モデルを表現し、経過時間に依存するような最適補修政策を求める計画モデルを提案している[7]。しかし、空港舗装の場合、地盤の不同沈下過程が不確実であり、不同沈下過程により舗装劣化過程を表すマルコフ推移確率が変化する。すなわち、地盤沈下リスク、コンクリート舗装の疲労破壊リスクという複数のリスクを同時に考慮したような非斉次マルコフ決定モデルを開発することが必要となる。筆者の知る限り、複数リスクを考慮した非斉次マルコフ決定モデルに関する研究事例は見当たらない。そこで本研究では、複数リスクを考慮した非斉次マルコフ連鎖モデルを用いて空港舗装のアセットマネジメントにおけるライフサイクル費用の低減化を図った最適補修戦略を決定する方法論を提案する。

5.2.2 維持管理契約の特性

空港舗装のアセットマネジメントにおいては、ライフサイクル費用の低減化[9]・[10]が図れるような最適補修戦略を策定することが重要である。特に、空港の使用性の観点から、施設を長時間にわたり閉鎖して大規模補修を実施することは、多大な経済損失を招くことになる。このため、空港コンクリート舗装の設計にあたっては、長期間にわたって十分な耐久性を有するような舗装構造を確保することが求められる。一

方で、適切な維持管理を行い、設計供用期間中の耐久性を確保することが要請される。コンクリート舗装のアセットマネジメントを実施する上で、コンクリート舗装の劣化モデルを作成し、ライフサイクル費用や補修需要を推計することが求められている。

本研究では、空港舗装の所有者と維持管理業務を実施する運営者の間に性能規定型維持補修契約（以下、維持補修契約と呼ぶ）が締結され、運営者により、空港コンクリート舗装のアセットマネジメントが実施される問題を取りあげる。本研究で対象とする維持補修契約では、契約期間を通じて、空港コンクリート舗装が維持すべき性能が規定されている。運営者は、コンクリート舗装が常に所与の性能規定を満足するように、維持補修を実施することが義務付けられている。維持補修契約では、每期における運営者の維持補修業務に対して一定額の対価が支払われる。それと同時に、コンクリート舗装が劣化した場合、大規模補修が実施される。契約期間全体を通じて、大規模補修費の総額（以下、大規模補修予算と呼ぶ）が規定されている。運営者は、所与の大規模補修予算の中で、契約期間内の各期間に配分する。性能規定を満足する確率を最大にするように努力する。このような空港舗装マネジメントでは、ライフサイクル費用の管理が重要な課題となる。

5.2.3 モデルの構造

空港供用前では、地盤沈下過程や舗装劣化過程に関する実績データが存在しない。そのため、地盤沈下過程と舗装の疲労破壊過程を同時に考慮に入れて、コンクリート舗装の劣化過程を予測することが必要となる。

地盤沈下とコンクリート舗装の疲労破壊の2つのリスクを同時に考慮した非斉次マルコフ決定モデルは、1) 力学的手法により地盤沈下過程、コンクリートの疲労過程を予測する1次モデル、2) 1次モデルの予測結果を、統計的劣化モデルとして表現した2次モデルで構成されている。1次モデルは、1) 地盤の不同沈下過程を予測する確率的1次元圧密モデル、2) コンクリート版内に発生する応力状態を解析する2次元有限要素法モデル、3) コンクリートの破壊確率曲線からコンクリート版の累積疲労度を算定する疲労破壊モデルという3つのサブモデルで構成されている。しかし、1次モデルを用いてライフサイクル費用評価を実施する場合、1) モデルの操作性に問題があり、膨大な計算時間が必要となる、2) シミュレーションで得られた膨大な分析結果に対して統計的処理を行うことが必要となるという課題が発生する。さらに、3) 破壊確率曲線は、疲労破壊試験で得られた限られた実験サンプルを用いて統計的に推定された曲線であり、理論的基盤を持つ力学的モデルとは言い難い。このように1次モデルは、分析精度が異なるサブシステムを連結したものであり、1次モデルの予測結果には多くの不確実性が介在する。本研究では、1次モデルに介在する不確実性の内、土質条件の不確実性に関しては、土質条件をランダムに変化させた1次元圧密モデルを用いて、多数の地盤沈下シナリオを発生させる。さらに、コンクリート版の疲労破壊に関する不確実性に関しては、航空機の走行時のばらつきを確率的に表現し、コンクリート版の疲労

破壊に関するサンプルパスを作成する。その上で、1次モデルを用いて発生した膨大な計算結果に含まれる統計的規則性を2次モデルを用いて表現している。

2次モデルは、地盤沈下過程を表すサンプルパスの確率分布を表現した混合地盤沈下モデル、地盤沈下過程を入力情報としてコンクリート舗装の劣化過程を表現する非斉次マルコフ連鎖モデルで構成される。本研究では、地盤沈下リスクを考慮したコンクリート舗装の最適補修政策を求める非斉次マルコフ決定モデル（以下、最適補修政策モデルと呼ぶ）を定式化する。その際、2次モデルを構成する混合地盤沈下モデル、非斉次マルコフ連鎖モデルを用いて、最適補修政策モデルの入力情報を作成することができる。空港供用開始時点では、このように定式化した最適補修政策モデルを用いて、空港舗装の最適補修計画を作成することとなる。

5.3 基本モデルの定式化

5.3.1 前提条件

PFI事業者がカレンダー時刻 τ_0 に空港施設を新たに建設し、それ以降の時刻にわたって空港コンクリート舗装を管理する問題を考える。カレンダー時刻 τ_0 を初期時点 $t = 0$ とする離散的時間軸 $t = 0, 1, 2, \dots, \bar{T}$ を導入する。 \bar{T} は事業権契約の最終期である。離散的時間間隔として、1年間を想定する。対象とする舗装区域を合計 I 個の平面メッシュに分割する。各メッシュは、コンクリート舗装版に対応しており、メッシュ単位で地盤沈下量と舗装劣化予測が実施される。まず、空港の供用開始時点に着目しよう。この時点では、地盤沈下、舗装の疲労破壊に関するモニタリング情報が存在しない。本研究では、筆者等が提案したハイブリッド劣化モデルを用いて、空港地盤沈下過程とコンクリート舗装の劣化過程を予測する。ハイブリッド劣化モデルの詳細は参考文献に譲るが、ハイブリッド予測モデルでは力学モデルを用いて、地盤沈下過程、コンクリート舗装の劣化過程に関するサンプルパスを発生するとともに、1) 地盤沈下パスの統計的性質を表現する混合地盤沈下モデル、2) 地盤沈下過程のサンプルパス上におけるコンクリート舗装の劣化過程を表すマルコフ推移確率モデルを作成する。この内、混合地盤沈下モデルは、地盤沈下過程を1次元圧密モデルで予測した地盤沈下パスの線形荷重和として表現するモデルである。さらに、ある一定期間の間に舗装が劣化する確率をマルコフ推移確率を用いて表現する。しかし、地盤の不同沈下状態に依存して、コンクリート舗装の疲労メカニズムが異なる。したがって、舗装の劣化過程は、マルコフ推移確率が地盤沈下状態に依存して変化する非斉次マルコフ劣化モデルを用いて記述される。

運用段階における空港舗装マネジメントにおいては、地盤沈下過程を継続的にモニタリングし、設計段階で予測した地盤沈下過程を再評価し、必要であれば維持補修戦略の見直しを図ることが求められる。いま、空港供用時点 t_0 から一定期間が経過し、現在時点 T に到達したと考える。さらに、空港供用時点から、現在時点に至るまでの地盤沈下量データ \bar{y}_i^t ($i = 1, \dots, I; t = 0, \dots, T$)と舗装健全度データ \bar{h}_i^t ($i = 1, \dots, I; t = 0, \dots, T$)

が得られたとしよう. ここに, 記号「 $\bar{\cdot}$ 」は, モニタリングで得られた実測値を意味する. 地盤沈下量と舗装健全度の実測値が, 設計段階で予測した結果と一致する保証はない. 運用段階では, モニタリング情報を用いて, 地盤沈下および舗装疲労破壊の予測精度を向上させることが課題となる. 本研究ではモニタリング情報を用いて, 1) 地盤沈下パスの統計的性質を記述した混合地盤沈下モデル, 2) 舗装の劣化過程を記述するマルコフ劣化モデルのベイズ更新を試みる. このように, モニタリング情報を用いて, ハイブリッド劣化モデルの予測精度を向上させるとともに, 現時点 T 以降における時点 t ($t > T$) における空港コンクリート舗装の補修計画を修正することとなる.

5.3.2 地盤の沈下過程

筆者は, すでに確率的1次元圧密モデルを用いて, 混合地盤沈下モデルを作成する方法論を提案している [11]. 本モデルの詳細は参考文献に譲るが, ここでは読者の便宜を図るため, その概要を簡単に記載しておく. いま, メッシュ i ($i = 1, \dots, I$) の地盤沈下パス $f_i(t, k)$ ($k = 1, \dots, K$) が与えられたとしよう. 混合地盤沈下モデルは, 現実の地盤沈下量を, 地盤沈下パスの荷重和

$$y_i^t = \sum_{k=1}^K \omega_i(k) f_i(t, k) + \varepsilon_i \quad (5.3.1)$$

として表現できる. ここに, ε_i は, 測定誤差を表す確率変数であり, 互いに独立な1次元正規分布 $\mathcal{N}(0, \sigma_i^2)$ に従うと仮定する. また, $\omega_i(k)$ は, 地盤沈下パス k に対して割り当てられた重みであり,

$$\sum_{k=1}^K \omega_i(k) = 1 \quad (i = 1, \dots, I) \quad (5.3.2)$$

が成立する. 各サンプルパスに割り付けられる重み係数が一意的に決定されるためには混合地盤沈下モデルを構成するサンプルパスが互いに独立でなければならない.

5.3.3 舗装の劣化過程

時点 t から $t+1$ の間において生起するコンクリート舗装の健全度の推移確率を, マルコフ推移確率で表そう. コンクリート舗装の劣化過程は, 地盤沈下過程の影響を受ける. いま, 全平面メッシュに関する地盤沈下サンプルパス $\hat{\mathbf{y}} = (\hat{\mathbf{y}}_1, \dots, \hat{\mathbf{y}}_I)$ が与えられとしよう. このようなサンプルパス群に対して, 時間断面 t における各平面メッシュの地盤沈下量を表した地盤沈下量ベクトル $\hat{\mathbf{y}}^t = (\hat{y}_1^t, \dots, \hat{y}_I^t)$ を定義しよう. さらに, 時点間 $[t, t+1)$ のマルコフ推移確率が, 時点 t における地盤沈下量ベクトル $\hat{\mathbf{y}}^t$ に依存して定義されると考える. このとき, 地盤沈下パス k の下で定義されるマルコフ推移確率は, 時点 t で評価された健全度 $h_i^t(\hat{\mathbf{y}}^t) = j$ を与件とし, 次の時点 $t+1$ において健全度 $h_i^{t+1}(\hat{\mathbf{y}}^t) = l$ が生起する条件付確率

$$\begin{aligned} \text{Prob}[h_i^{t+1}(\hat{\mathbf{y}}^t) = l | h_i^t(\hat{\mathbf{y}}^t) = j] \\ = p_i^{j,l,t}(\hat{\mathbf{y}}^t) \end{aligned} \quad (5.3.3)$$

と定義できる。ただし、期間 $[t, t+1)$ 中は、地盤沈下量は $\hat{\mathbf{y}}^t$ のまま一定であると仮定する。さらに、舗装劣化パス k 上で期間 $[t, t+1)$ で定義される条件付確率 (5.3.3) を要素とするマルコフ推移行列を

$$\mathbf{P}_i^t(\hat{\mathbf{y}}^t) = \begin{pmatrix} p_i^{11,t}(\hat{\mathbf{y}}^t) & \cdots & p_i^{1J,t}(\hat{\mathbf{y}}^t) \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & \cdots & p_i^{JJ,t}(\hat{\mathbf{y}}^t) \end{pmatrix} \quad (5.3.4)$$

と定義する。この時、地盤沈下過程のサンプルパス $\hat{\mathbf{y}} = (\hat{\mathbf{y}}^0, \dots, \hat{\mathbf{y}}^T)$ を与件としたとき、平面メッシュ i ($i = 1, \dots, I$) の t 期における健全度の確率分布 $\mathbf{m}_i^t(\hat{\mathbf{y}}) = (m_i^{1,t}(\hat{\mathbf{y}}), \dots, m_i^{J,t}(\hat{\mathbf{y}}))$ は、

$$\mathbf{m}_i^t(\hat{\mathbf{y}}) = \mathbf{m}_i^0 \prod_{s=0}^{t-1} \mathbf{P}_i^s(\hat{\mathbf{y}}^s) \quad (5.3.5)$$

と表される。ただし、 $\mathbf{m}_i^0 = (1, 0, \dots, 0)$ である。

5.3.4 劣化・補修過程

任意の期間 $[t, t+1)$ におけるコンクリート舗装の補修・劣化過程を以下のようにモデル化しよう。いま、ある地盤沈下のサンプルパス $\hat{\mathbf{y}}$ に着目しよう。期間 t の期首におけるコンクリート舗装の状態を $(l^t, \hat{\mathbf{y}}^t)$ と表す。 t 期に補修が実施される場合には、 t 期の期首に直ちに補修が実施され、コンクリート舗装の健全度が j^t ($j^t \leq l^t$) に回復する。期間 $[t, t+1)$ の間、地盤沈下量はすべての平面メッシュにおいて一定値 $\hat{\mathbf{y}}^t$ に留まると仮定する。当該期間中に、コンクリート舗装は、マルコフ推移確率行列 $\mathbf{P}_i^t(\hat{\mathbf{y}}^t)$ に従って推移する。その結果、 $t+1$ 期の期首にモニタリングが実施され、平面メッシュ i のコンクリート舗装の状態が $(l^{t+1}, \hat{\mathbf{y}}^{t+1})$ に推移したとしよう。この時、期間 $[t, t+1)$ の間に、コンクリート舗装の状態は、最終的に $(l^t, \hat{\mathbf{y}}^t)$ から、 $(l^{t+1}, \hat{\mathbf{y}}^{t+1})$ に推移する。このように舗装の補修アクションが実施された結果実現するコンクリート舗装の状態変数の推移状態を舗装の劣化・補修過程と呼ぶこととする。

いま、 t 期の期首において実施されるコンクリート舗装の補修政策 $d \in D$ を、平面メッシュ i の健全度 $(l^t, \hat{\mathbf{y}}^t)$ に対して、その場合に実施すべき補修アクションを指定する関数を用いて定義しよう。補修政策は有限個存在し、 D は補修政策の集合である。補修政策 $d \in D$ の下で t 期に実施される平面メッシュ i の補修アクション ξ_i^{dt} を、補修アクション実施後の劣化水準 $\xi_i^{dt}(l^t, \hat{\mathbf{y}}^t) \in \xi_i(l^t, \hat{\mathbf{y}}^t)$ を用いて

$$\xi_i^{dt} = \begin{pmatrix} \xi_i^{dt}(1, \hat{\mathbf{y}}^t) \\ \vdots \\ \xi_i^{dt}(J, \hat{\mathbf{y}}^t) \end{pmatrix} \quad (5.3.6)$$

と定義する。ただし、 $\xi_i^d(l^t, \hat{\mathbf{y}}^t)$ は平面メッシュ i の状態 $(l^t, \hat{\mathbf{y}}^t)$ に対して定義される補修アクションの集合である。補修政策 d の下で時点 t における平面メッシュ i の状態 $(l^t, \hat{\mathbf{y}}^t)$ に対して補修アクション $\xi_i^{dt}(l, \hat{\mathbf{y}}^t)$ を採用した場合の補修費用を $c_i^d(l^t, \hat{\mathbf{y}}^t)$ と表す。

平面メッシュ i の補修政策 $d \in D$ を実施した場合の健全度の推移行列を定義する。補修政策 d に基づくアクション内容は平面メッシュの状態 $(l^t, \hat{\mathbf{y}}^t)$ に対して、アクション実施後の健全度 j^t を対応させる関数

$\xi_i^{dt}(l^t, \hat{\mathbf{y}}^t)$ を用いて記述される. 今, 平面メッシュ i の状態 $(l^t, \hat{\mathbf{y}}^t)$ の時に補修政策 d を適用した場合, 平面メッシュ i の健全度の推移確率は

$$q_i^{l^t j^t, dt}(\hat{\mathbf{y}}^t) = \begin{cases} 1 & \xi_i^{d,t}(l, \hat{\mathbf{y}}^t) = j^t \text{ の時} \\ 0 & \text{それ以外の時} \end{cases} \quad (5.3.7)$$

$(l^t = 1, \dots, J; j^t = 1, \dots, l^t)$

と表される. すなわち, 補修が実施された後の健全度 (補修が実施されない場合は元の健全度) に確率1で推移する. 以上の推移確率を推移確率行列 $Q_i^{dt}(\mathbf{y}^t)$ として整理することにより,

$$Q_i^{dt}(\hat{\mathbf{y}}^t) = \begin{pmatrix} q_i^{11,dt}(\hat{\mathbf{y}}^t) & q_i^{12,dt}(\hat{\mathbf{y}}^t) & \cdots & q_i^{1J,dt}(\hat{\mathbf{y}}^t) \\ q_i^{21,dt}(\hat{\mathbf{y}}^t) & q_i^{22,dt}(\hat{\mathbf{y}}^t) & \cdots & q_i^{2J,dt}(\hat{\mathbf{y}}^t) \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ q_i^{J1,dt}(\hat{\mathbf{y}}^t) & q_i^{J2,dt}(\hat{\mathbf{y}}^t) & \cdots & q_i^{JJ,dt}(\hat{\mathbf{y}}^t) \end{pmatrix} \quad (5.3.8)$$

を得る. 健全度 J である場合, 直ちに補修されるため常に $q_i^{JJ,dt}(\mathbf{y}^t) = 0$ が成立する. この場合, 補修ルール d の下で, t 期のモニタリング後の状態 $(l^t, \hat{\mathbf{y}}^t)$ から, 補修アクションを実施し, $t+1$ 期の期首におけるモニタリング実施後の状態 $(l^{t+1}, \hat{\mathbf{y}}^{t+1})$ に推移する確率を表す推移確率行列 $P_i^{dt}(\mathbf{y}^t)$ は

$$P_i^{dt}(\hat{\mathbf{y}}^t) = Q_i^{dt}(\hat{\mathbf{y}}^t) P_i^t(\hat{\mathbf{y}}^t) \quad (5.3.9)$$

と表される. ただし, 推移確率行列 $P_i^{dt}(\mathbf{y}^t)$ は,

$$P_i^{dt}(\hat{\mathbf{y}}^t) = \begin{pmatrix} p_i^{11,dt}(\hat{\mathbf{y}}^t) & p_i^{12,dt}(\hat{\mathbf{y}}^t) & \cdots & p_i^{1J,dt}(\hat{\mathbf{y}}^t) \\ p_i^{21,dt}(\hat{\mathbf{y}}^t) & p_i^{22,dt}(\hat{\mathbf{y}}^t) & \cdots & p_i^{2J,dt}(\hat{\mathbf{y}}^t) \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ p_i^{J1,dt}(\hat{\mathbf{y}}^t) & p_i^{J2,dt}(\hat{\mathbf{y}}^t) & \cdots & p_i^{JJ,dt}(\hat{\mathbf{y}}^t) \end{pmatrix} \quad (5.3.10)$$

である.

5.3.5 維持管理契約モデル

いま, t 期のモニタリングの結果, 平面メッシュ i の状態が (l^t, \mathbf{y}^t) であったとしよう. 補修政策 d の下で t 期における平面メッシュ i の状態 (l^t, \mathbf{y}^t) に対して補修アクション $\xi_i^{dt}(l^t, \mathbf{y}^t)$ を採用した場合の補修費用を $c_i^d(l^t, \mathbf{y}^t)$ と表す. 平面メッシュ i の健全度が l^t から $\xi_i^{dt}(l^t, \mathbf{y}^t) = j^t$ に改善される場合には補修費用 $c_i^d(l^t, \mathbf{y}^t) = c_{ltj^t}$ が必要となる. すなわち, $\xi_i^{dt}(l^t, \mathbf{y}^t) = j^t$ の時, $c_i^d(l^t, \mathbf{y}^t) = c_{ltj^t}$ が成立する. ただし, 補修費用には維持費

用も含まれる。補修を実施しない場合 ($\xi_i^{dt}(l^t, \mathbf{y}^t) = l^t$ が成立する場合) には $c_i^d(l^t, \mathbf{y}^t) = c_{lt} = c$ となる。 c は維持費用である。ただし、補修費用は条件

$$c_{j^t j^t} \leq \cdots \leq c_{l^t j^t} \leq \cdots \leq c_{J j^t} \quad (5.3.11)$$

$$(j^t \leq l^t \leq J; l^t = 1, \dots, J)$$

を満足すると仮定する。条件 (5.3.11) は補修の劣化水準が悪い方が、同一の劣化水準に回復するための費用が大きくなることを意味する。

運営者は、契約期間 $[0, \bar{T}]$ において、期待ライフサイクル費用の最小化を図る。この時、初期時点において達成可能な期待ライフサイクル費用の最小値 $V_i^0(1, \mathbf{y}^0)$ は

$$V_i^0(1, \mathbf{y}^0) = \min_{d \in D} \left\{ E \left[\sum_{t=0}^{\bar{T}} \gamma^t c_i^d(l^t, \mathbf{y}^t) \right] \right\} \quad (5.3.12)$$

と表される。ただし、 γ^t は t 期における割引因子である。また、 (l^t, \mathbf{y}^t) は、それぞれ t 期のモニタリングにより観測される健全度、および地盤沈下量を表す。ただし、記号 $E[\cdot]$ は、地盤沈下過程、および舗装の劣化過程に関する期待値操作を表す。すなわち、地盤沈下過程 \mathbf{y}^t は、確率密度関数 (4.5.11) に従って分布する。一方、性能規定契約では、契約期間全体を通じて、補修アクション実施後の健全度 l^t ($t = 1, \dots, \bar{T}$) が、性能水準に関する制約条件

$$l^t \leq L \quad (t = 1, \dots, \bar{T}) \quad (5.3.13)$$

を満足しなければならない。ただし、 L は性能基準を表す。したがって、維持管理契約モデルは

$$\min_{d \in D} \left\{ E \left[\sum_{t=0}^{\bar{T}} \gamma^t c_i^d(l^t, \mathbf{y}^t) \right] \right\} \quad (5.3.14a)$$

subject to

$$l^t \leq L \quad (t = 1, \dots, \bar{T}) \quad (5.3.14b)$$

と表される。最後に、各期における健全度の相対的頻度分布は、式 (5.3.9) を用いて

$$\mathbf{m}_i^{dt}(\hat{\mathbf{y}}) = \mathbf{m}_i^0 \prod_{s=0}^{t-1} \mathbf{P}_i^{ds}(\hat{\mathbf{y}}^s) \quad (5.3.15)$$

と表現できる。

5.4 モデルの解法

5.4.1 最適値関数の導出

最適値関数 (5.3.12) は、初期時点で評価した契約期間にわたる期待ライフサイクル費用の現在価値を表している。最適値関数 $V_i^0(1, \mathbf{y}^0)$ を展開すれば、

$$V_i^0(1, \mathbf{y}^0) = \min_{\xi_i^{d^0}(1, \mathbf{y}^0) \in \xi_i(1, \mathbf{y}^0)} \{c_i^d(1, \mathbf{y}^0) + \gamma E [V_i^1(l^1, \mathbf{y}^1)]\} \quad (5.4.16)$$

を得る。ただし、 γ は 1 期後の割引因子である。記号 $E[\cdot]$ は、地盤沈下過程分布と舗装の劣化過程に関する期待値操作を表す。最適値関数 (5.3.12) を求めるためには、第 1 期における最適値関数 $V_i^1(l^1, \mathbf{y}^1)$ に関する情報が必要となる。式 (5.4.16) において、地盤沈下量及び空港コンクリート舗装の劣化過程に不確実性が介在しており、2 種類のリスクが含まれている。期待値関数を求めるためには、これら 2 種類のリスクに関して最適値関数の期待値を評価することが必要となる。ここで、まず地盤沈下量に関するリスクに着目する。いま、混合地盤沈下モデル (5.3.1), (4.5.11) を用いて、地盤沈下過程に関するサンプルパスをランダムに発生させる。地盤沈下過程に関して合計 M 本のサンプルパスを発生させれば、式 (5.4.16) を

$$V_i^0(1, \hat{\mathbf{y}}^0) = \frac{1}{M} \sum_{f=1}^M \min_{\xi_i^{d^0}(1, \hat{\mathbf{y}}^{f0}) \in \xi_i(1, \hat{\mathbf{y}}^{f0})} \{c_i^d(1, \hat{\mathbf{y}}^{f0}) + \gamma E^\circ [V_i^{f1}(l^1, \hat{\mathbf{y}}^{f1})]\} \quad (5.4.17)$$

と書き換えることができる。ここに、 $V_i^{f1}(l^1, \hat{\mathbf{y}}^{f1})$ はサンプルパス f 上で定義される第 1 期における最適値関数を表す。また、記号 $E[\cdot]$ は、舗装の劣化過程に関する期待値操作を表す。ここで、地盤沈下過程がサンプルパス f に従って推移する考えよう。その上で、地盤沈下パス f を与件とした部分問題を考える。サンプルパス f を与件とした部分問題における t 期の最適値関数 $V_i^{ft}(l^t, \mathbf{y}^{ft})$ は、

$$V_i^{ft}(l^t, \mathbf{y}^{ft}) = \min_{\xi_i^{dt}(l^t, \mathbf{y}^{ft}) \in \xi_i(l^t, \mathbf{y}^{ft})} \{c_i^d(l^t, \mathbf{y}^{ft}) + E^\circ [V_i^{f,t+1}(l^{t+1}, \mathbf{y}^{f,t+1})]\} \quad (5.4.18)$$

と定義できる。

5.4.2 最適値関数に関する期待値操作

つぎに、コンクリート舗装の劣化過程のリスクに着目する。 $V_i^{t+1}(l^{t+1}, \hat{\mathbf{y}}_{f,t+1})$ は、 $t+1$ 期に平面メッシュ i の状態が $(l^{t+1}, \hat{\mathbf{y}}_{f,t+1})$ であり、 $t+1$ 期以降に、サンプルパス f 上で最適補修政策 d^* を適用することにより達成できる $t+1$ 期以降の最適期待ライフサイクル費用の当該期価値を表している。さらに、

$$E^\circ [V_i^{f,t+1}(l^{t+1}, \hat{\mathbf{y}}_{f,t+1})]$$

$$= \sum_{l^{t+1}=1}^J p_i^{l^t l^{t+1}, dt}(\hat{\mathbf{y}}^{ft}) V_i^{f, t+1}(l^{t+1}, \hat{\mathbf{y}}^{f, t+1}) \quad (5.4.19)$$

と表現されることに留意しよう。したがって、式(5.4.18)は

$$V_i^{ft}(l^t, \hat{\mathbf{y}}^{ft}) = \min_{\xi_i^{dt}(l^t, \hat{\mathbf{y}}^{ft}) \in \xi_i(l^t, \hat{\mathbf{y}}^{ft})} \left\{ c_i^d(l^t, \hat{\mathbf{y}}^{ft}) + \gamma \sum_{l^{t+1}=1}^J p_i^{l^t l^{t+1}, dt}(\hat{\mathbf{y}}^{ft}) V_i^{f, t+1}(l^{t+1}, \hat{\mathbf{y}}^{f, t+1}) \right\} \quad (5.4.20)$$

と書き換えることができる。ここで、推移確率 $p_i^{l^t l^{t+1}, dt}(\hat{\mathbf{y}}^{ft})$ はサンプルパス f 上における補修政策 d の下で補修アクション $\xi_i^{dt}(l^t, \hat{\mathbf{y}}^{ft})$ に対応して定義される確率推移であり、式(5.3.9)で定義される推移確率行列 $P_i^{dt}(\hat{\mathbf{y}}_i)$ の第 (l^t, l^{t+1}) 要素に該当する。

5.4.3 解法

混合地盤沈下モデル(5.3.1),(4.5.11)を用いて、地盤沈下過程に関するサンプルパスをランダムに発生させる。地盤沈下過程に関して合計 L 本のサンプルパスの中で、サンプルパス f に着目しよう。サンプルパス f 上で定義される再帰方程式(5.4.20)は、通常確率動的計画問題の再帰方程式に他ならない。 \bar{T} 期における終端条件を用いて、再帰方程式(5.4.20)を後ろ向きに解くことが出来る。契約終了期において、

$$V_i^{f\bar{T}}(l^{\bar{T}}, \hat{\mathbf{y}}^{f\bar{T}}) = \begin{cases} 0 & (l^{\bar{T}} = 1, \dots, L) \\ c_{l^{\bar{T}}, j^{\bar{T}}} & (l^{\bar{T}} = L+1, \dots, J) \end{cases} \quad (5.4.21)$$

が成立する。ただし、 $c_{l^{\bar{T}}, j^{\bar{T}}}$ は性能基準を満たすために必要な補修費用である。すなわち、 $j^{\bar{T}} \leq L$ が成り立つ。つぎに、 t 期に着目しよう。 t 期の最適化問題は

$$V_i^{ft}(l^t, \hat{\mathbf{y}}^{ft}) = \min_{\xi_i^{dt}(l^t, \hat{\mathbf{y}}^{ft}) \in \xi_i(l^t, \hat{\mathbf{y}}^{ft})} \left\{ c_i^d(l^t, \hat{\mathbf{y}}^{ft}) + \gamma \sum_{l^{t+1}=1}^J p_i^{l^t l^{t+1}, dt}(\hat{\mathbf{y}}^{ft}) V_i^{f, t+1}(l^{t+1}, \hat{\mathbf{y}}^{f, t+1}) \right\} \quad (5.4.22)$$

と表される。以上のプロセスを第0期まで繰り返す、以上で求めた最適補修政策は、地盤沈下パス f に対して定義された最適政策である。このことを明示的に表すために、上記問題の最適政策を $\xi_i^*(\hat{\mathbf{y}}^f) = (\xi_i^{d^*0}(l^0, \hat{\mathbf{y}}^{f0}), \dots, \xi_i^{d^*\bar{T}}(l^{\bar{T}}, \hat{\mathbf{y}}^{f\bar{T}}))$ と表そう。この時、地盤沈下パス f 上における第0期の最適値関数は

$$V_i^{f0}(1, \hat{\mathbf{y}}^{f0}) = c_i^{d^*}(1, \hat{\mathbf{y}}^{f0}) + \gamma E^\circ \left[V_i^{f1}(l^1, \hat{\mathbf{y}}^{f1}) \right] \quad (5.4.23)$$

と表すことができる。最適値関数 $V_i^{f0}(1, \hat{\mathbf{y}}^{f0})$ は、地盤沈下パス f を既知として求めたものである。しかし、0期の期首において、地盤沈下過程は未知であり、将来時点で起こりえる地盤沈下過程の不確実性を考慮す

ることが必要となる. すなわち, 第0期の期首で評価した期待ライフサイクル費用は

$$V_i^0(\mathbf{1}, \hat{\mathbf{y}}^0) = \frac{1}{M} \sum_{f=1}^M V_i^{f0}(\mathbf{1}, \hat{\mathbf{y}}^{f0}) \quad (5.4.24)$$

と表すことができる. 以上の議論より, 最適補修政策は, 地盤沈下パスのそれぞれに対して定義されるため, 最適補修政策の数は膨大な数に及ぶ. ここでは, 補修政策の1つの事例として, 平均的な地盤沈下過程を表す期待値パス $E\mathbf{y} = (Ey_i^0, \dots, Ey_i^{\bar{T}})$ をとりあげ, 期待値パス上における条件付最適補修政策を定義しよう. 期待値パス $E\mathbf{y}$ を与件として, 再帰方程式(5.4.21),(5.4.22)を解くことにより条件付最適補修政策 $\xi_i^*(E\hat{\mathbf{y}}) = \{\xi_i^{d^*0}(l^0, E\hat{\mathbf{y}}^{f0}), \dots, \xi_i^{d^*T}(l^{\bar{T}}, E\hat{\mathbf{y}}^{\bar{T}})\}$ を得ることができる. 条件付最適補修政策 $\xi_i^*(E\hat{\mathbf{y}})$ を, 以下では平均的最適補修政策と呼ぶこととする. また, 期待値パスに対して定義された期待ライフサイクル費用 $V_i^{E0}(\mathbf{1}, E\hat{\mathbf{y}}^0)$ を, 平均的ライフサイクル費用と呼ぶこととする.

5.5 適用事例

5.5.1 適用事例の概要

本研究では, 臨海部空港であるH空港を適用事例としてとりあげる. 同空港では, 近距離国際旅客便の就航と深夜早朝時間帯を利用した国際貨物便就航を目的とし, エプロンを含む基本施設の他, 空港保安施設, 付帯施設, 構内道路・駐車場および緑地の設計, 施工から維持管理までを対象としたPFI事業を実施している. 中でも, エプロン部は, 航空機が駐機するエリアであり, 高い耐流動性および耐油性が求められることからコンクリート舗装が適用されている. 同エプロンは, 軟弱地盤上に位置しており, 地盤の不同沈下によるコンクリート舗装の疲労劣化が問題となる. すでに筆者等[12]は, 不同沈下を考慮した疲労度設計手法により, コンクリート舗装版の累積疲労度を算定することにより, コンクリート舗装の劣化過程を予測し, 30年を目標計画期間とする維持補修計画を検討する方法を提案している. 本適用事例では, PFI事業における契約期間を30年とし, H空港におけるエプロン部に位置する $825m \times 400m$ の範囲をとりあげ, 一辺が $25.5m \times 25.5m$ の平面メッシュを基本単位とする.

5.5.2 計算結果

既に2章において説明したように, 地盤沈下パスを発生させるために, 確率的1次元圧密モデルを用いて各平面メッシュに対して20本の地盤沈下パスを発生させ, その中で最も上方に位置するサンプルパス, 最も下方に位置するサンプルパスを採用することにより, 混合地盤沈下モデルを

$$\hat{y}_i^t = \sum_{k=1}^2 \hat{\omega}_i(k) f_i(t, k) + \hat{\varepsilon}_i \quad (5.5.25)$$

と特定化した. さらに, $\hat{\omega}_i(k) (k=1, 2)$ は $\sum_{k=1}^2 \hat{\omega}_i(k) = 1$ を, $\hat{\varepsilon}_i$ は $\mathcal{N}(0, 1^2)$ を満たすように擬似乱数を発生させ, サンプルパスを発生させた.

表-5.1 β^j の値

健全度 j	β^j の値		
	定数項 $\beta^{j,1}$	交通量 $\beta^{j,2}$	曲率 $\beta^{j,3}$
1	-2.811 (1.208)	0.7355 (1.337)	6.527 (0.1604)
2	-2.317 (0.7316)	0.1038 (0.7013)	3.715 (0.3895)
3	-1.481 (0.1189)	— —	0.9778 (0.7398)
4	-1.721 (0.8841)	— —	— —

注) 括弧内はGeweke検定統計量を表す。また、交通量は時点 $t=30$ における交通量を、曲率は当該サンプルにおける曲率の最大値を1として基準化している。

一方、マルコフ劣化モデル作成においては、既に4章において説明したように、説明変数として航空機交通量、舗装地盤の曲率という2つの説明変数を採用した。すなわち、本適用事例で採用した指数ハザード関数は

$$\lambda_i^{j,t} = \exp(\beta^{j,1} + \beta^{j,2}x_i^{t,2} + \beta^{j,3}x_i^{t,3}) \quad (5.5.26)$$

と表わされる。ここに、 $x_i^{t,2}, x_i^{t,3}$ は、それぞれ平面メッシュ i の期間 t における航空機交通量、不同沈下により発生する曲率を表している。以下、 $\beta^j = (\beta^{j,1}, \beta^{j,2}, \beta^{j,3})$ と表記しよう。 β^j の値を表-5.1に示す。

本適用事例では、空港コンクリート舗装の劣化状態を、表-5.2に示すような5段階の劣化状態で表現する。補修工法として、ひび割れ部に樹脂系の注入剤を注入して雨水の浸透を防ぐ方法（以下、ひび割れ部注入補修と呼ぶ）と、NC打ち換え補修があり、劣化状態2～4の場合はひび割れ部注入補修を、劣化状態5の場合はNC打ち換え補修を実施する。また、いずれの補修においても、補修が実施されると劣化状態は1まで回復するものとする。それぞれの補修費用(単位：万円)は、 $c'_{21} = 27.9$ 、 $c'_{31} = 61.9$ 、 $c'_{41} = 95.9$ 、 $c'_{51} = 3238.4$ である。ただし、ひび割れ部注入補修に用いられる注入剤には耐用年数があり、注入剤を注入後、耐用年数が経過すると再度注入する必要がある、その度に補修費用がかかる。本適用事例では、注入剤の耐用年数を5年、割引因子 $\gamma = 0.98$ とする。また、補修の有無に関わらず、巡回点検や定期点検などの維持費用(単位：万円)が1メッシュあたり $c = 1.4$ かかるものとする。

地盤沈下過程に関して合計100本のサンプルパスをランダムに発生させ、期待ライフサイクル費用、平均的ライフサイクル費用を計算する。また、補修政策として、表-5.3に示す7つの政策を考える。すなわち、1)劣化状態4、5の時補修実施(1～3の時は補修しない)、2)劣化状態4、5の時補修実施、3の時補修するか選択(1、2の時は補修しない)、3)劣化状態4、5の時補修実施、2、3の時補修するか選択(1の時は補修しない)、4)劣化状態5の時補修実施(1～4の時は補修しない)、5)劣化状態5の時補修実施、4の時補修するか選択(1～3の時は補修しない)、6)劣化状態5の時補修実施、3、4の時補修するか選択(1、2の時は補修しない)、7)劣化状態5の時補修実施、2～4の時補修するか選

表-5.2 5段階レーティング評価基準

健全度	区分	ひび割れ度 (cm/m ²)
1	A	1.1未満
2	B1	1.1~4.4
3	B2	4.4~7.8
4	B3	7.8~11.1
5	C	11.1以上

注) 空港舗装保守要領(案)[13]においては、A：補修の必要なし、B：早いうちの補修が望ましい、C：できるだけ早急に補修の必要があるという3段階のレーティングによって管理しているが、本研究においては、上記Bランクを更に3段階に等分し、5段階のレーティング指標とした。

表-5.3 ライフサイクル費用を検討する政策

政策	必ず補修する健全度	補修の有無を選択する健全度	補修をしない健全度
1	4, 5	—	1, 2, 3
2	4, 5	3	1, 2
3	4, 5	2, 3	1
4	5	—	1, 2, 3, 4
5	5	4	1, 2, 3
6	5	3, 4	1, 2
7	5	2, 3, 4	1

注) 政策1～3においては、予防保全の観点から劣化状態4になった時点で補修を実施することになっている。

択(1の時は補修しない)、以上の7つの政策について考える。その上で、達成可能な期待ライフサイクル費用、および平均的ライフサイクル費用の最小値を計算する。

5.5.3 初期時点の最適解

表-5.3に示す7つの政策における達成可能な期待ライフサイクル費用、および平均的ライフサイクル費用の最小値を表-5.4に示す。すべての政策において平均的ライフサイクル費用が期待ライフサイクル費用よりも低くなっている。これは、平均的な地盤沈下過程を表す期待値パスが、擬似的に発生させた地盤沈下のサンプルパスよりも平面メッシュ間の地盤沈下量の差が小さく、コンクリート舗装の劣化過程に対する地盤の不同沈下の影響が小さくなるためだと考えられる。計算結果により、政策1～3、5～7におけるライフサイクル費用が同じであることがわかる。これは、政策1～3、5～7における補修アクションが同じであることを意味し、平均的最適補修政策が常に劣化状態1～3の時は補修を実施せず、劣化状態4、5の時に補修を実施するという定常政策であることが理解できる。すなわち、予防保全の補修アクションとして、劣化状態が2、3の時は補修を実施せず、劣化状態が4の時に補修を実施する方が、平均的ライフサイクル費用が低くなるのが分かる。これは、劣化状態4の時の補修費用が劣化状態2、3の時の補修費用に対してそれぞれ約3.45倍、約1.55倍であるが、劣化状態2、3から劣化状態4への推移確率がそれよりも低いためだと思われる。また、予防保全を行わない政策4が他の政策よりも平均的ライフサイクル費用が高いことから、ライフサイクル費用を低減するためには予防保全が必要なことが分かる。

表-5.4 政策による期待LCCおよび平均的LCCの最小値

政策	期待LCC(単位:万円)	平均的LCC(単位:万円)
1	21060.4	20698.9
2	21060.4	20698.9
3	21060.4	20698.9
4	27600.2	26534.2
5	21060.4	20698.9
6	21060.4	20698.9
7	21060.4	20698.9

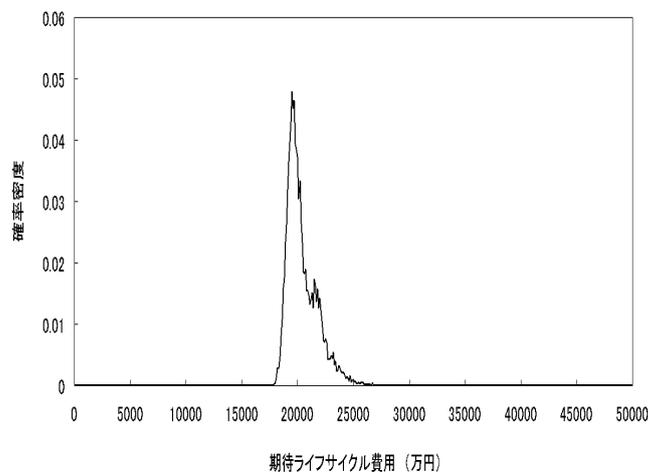


図-5.1 期待ライフサイクル費用分布

式(5.4.23)に示したように、地盤沈下パス f に対して、最適値関数を定義できる。最適値関数は期待ライフサイクル費用の現在価値を示している。このことから、地盤沈下パスをモンテカルロシミュレーションにより発生し、各サンプルパスに対して最適値関数を求めることにより、期待ライフサイクル費用の分布を求めることができる。図-5.1には、以上の考え方で求めた期待ライフサイクル費用の分布を示している。地盤沈下過程に不確実性があるため、期待ライフサイクル費用にリスクが存在する。本適用事例においては、期待ライフサイクル費用の期待値は表-5.4に示したように21060.4万円ではあるが、期待ライフサイクル費用は17816.8から28669.6の範囲に分布している。今後、モニタリングデータが獲得できれば、ハイブリッド劣化予測モデルをバイズ更新し、最適補修戦略の見直しと同時に、期待ライフサイクル費用のリスク評価を更新することが必要である。

5.6 おわりに

本章では、臨海部空港における性能規定型維持補修契約を対象とした空港舗装マネジメントモデルを提案した。空港地盤の不同沈下過程がコンクリート舗装の劣化過程に影響を及ぼすため、空港地盤の不同沈

下リスク、コンクリート舗装の疲労破壊という2種類のライフサイクル費用リスクに着目し、これら2種類のリスクを考慮したような非斉次マルコフ決定モデルを定式化し、これを用いて期待ライフサイクル費用、平均的ライフサイクル費用を算出し、初期時点における平均的最適補修政策を決定した。しかし、今後いくつかの研究課題が残されている。第1に、本研究においては、最適補修政策が決定されるのは空港供用前においてである。したがって、地盤沈下過程に関するサンプルパスが実際の地盤沈下パスと一致する保証はない。したがって、空港供用後に地盤沈下過程や舗装の劣化過程をモニタリングすることにより、地盤沈下過程や舗装の劣化過程に関する予測精度を向上することができる。そのため、新しいモニタリング情報が獲得されれば、舗装の劣化過程を表す非斉次マルコフ劣化モデルを逐次更新し、更新された非斉次マルコフ決定モデルを用いて、補修計画を修正することが必要になろう。第2に、本研究の適用事例は、補修による影響を考慮していない。ひび割れ部注入補修、およびNC舗装版打ち換え補修によって劣化状態は1に回復するとしたが、実際は補修内容によってその後の劣化過程に影響があるはずである。今後は、補修による影響を考慮した補修・劣化過程モデルを考慮することが必要になろう。最後に、臨海部に建設された空港施設では、空港供用開始直後の期間では、地盤沈下リスクがライフサイクル費用に大きな影響を及ぼす。しかし、時間の経過とともに、地盤沈下過程は次第に減速し、安定的な状態に収束する。一方で、コンクリート版に作用する繰り返し荷重が累積するため、コンクリート版の疲労破壊リスクが大きくなる。このように、空港供用後、時間の経過に伴って、コンクリート舗装の劣化過程に影響を及ぼすリスク要因が変化していく。したがって、PFI事業権契約の初期の段階では、地盤沈下リスクの管理が重要な課題となるが、後半になるほどコンクリート舗装版の疲労破壊リスクに管理上の視点がシフトしていく。事業権契約の開始時点において、事業者はコンクリート舗装版の維持補修計画を策定する。しかし、空港供用開始後、地盤沈下量のモニタリング情報に基づいて地盤沈下シナリオを更新し、維持補修計画を逐次修正していくことが重要である。空港供用後、一定の期間が経過すれば、コンクリート舗装の疲労破壊リスクが顕在化してくる。舗装健全度のモニタリング情報を用いて、舗装の劣化過程を表すマルコフ推移確率を補正するとともに、維持補修計画の見直しを行うことが求められる。このように、地盤沈下、疲労破壊という多大なリスク要因にさらされている空港舗装マネジメントでは、1) 適切な1次モデルを用いた補修計画の策定と、2) モニタリング情報に基づいた補修計画のフォローアップを効率的に行う方法論の開発が必要である。

参考文献

- [1] 例えば, White, D.J.: *Markov Decision Process*, Wiley, pp.130-146, 1993.
- [2] 例えば, Eckles, J.E.: Optimal maintenance with incomplete information, *Operations Research*, Vol.16, pp.1058-1067, 1968.
- [3] Madanat, S.: Incorporating inspection decisions in pavement management, *Transportation Research*, Part B, Vol.27B, pp.425-438, 1993.
- [4] Madanat, S. and Ben-Akiva, M.: Optimal inspection and repair policies for infrastructure facilities, *Transportation Science*, Vol.28, pp.55-62, 1994.
- [5] Durango P. and Madanat S.: Optimal maintenance and repair policies for infrastructure facilities under uncertain deterioration rates: An adaptive control approach, *Transportation Research*, Part A, Vol. 36, pp.763-778, 2002.
- [6] 青木一也, 山本浩司, 小林潔司: トンネル照明システムの最適点検・更新政策, 土木学会論文集, No.805/VI-67, pp.105-116, 2005.
- [7] 青木一也, 山本浩司, 小林潔司: 時間依存型劣化過程を有するシステムの集計的最適点検・補修政策, 土木学会論文集F, Vol.62 No.2, pp.240-257, 2006.
- [8] 貝戸清之, 熊田一彦, 林秀和, 小林潔司: 階層型指数劣化ハザードモデルによる舗装ひび割れ過程のモデル化, 土木学会論文集F, Vol.63, No.3, pp.386-402, 2007.
- [9] 小林潔司: 分権的ライフサイクル費用評価と集計的効率性, 土木学会論文集, No.793/IV-68, pp.59-71, 2005.
- [10] 小林潔司, 上田孝行: インフラストラクチャのマネジメント: 研究展望, 土木学会論文集, No.744/IV-61, pp.15-27, 2003.
- [11] 下村泰造, 小濱健吾, 貝戸清之, 小林潔司: 空港舗装のアセットマネジメントのためのハイブリッド型地盤沈下モデル, 土木学会論文集F (投稿中) .
- [12] 下村泰造, 西澤辰男, 吉永清人, 福岡知久: 疲労度設計法を用いた空港コンクリート舗装の維持管理手法の検討, 舗装工学論文集, 土木学会, Vol.12, pp.211-218, 2007.
- [13] 国土交通省航空局: 空港舗装補修要領(案), 1999.

第6章

結論

空港施設のアセットマネジメントに関する研究は米国を中心に実用化され、我が国においてもその緒に就いたところであるが、いずれにおいても十分に蓄積された継続的なデータが必要である。一般的にはデータベース化され、利便性の高いシステムとなるのが望ましいが、我が国においては狭隘な立地条件から臨海部や埋立空港など基礎地盤の安定問題等の特殊な条件がさらに付加されるため、米国のシステムをそのまま利用することも難しい。また、昨今の事業契約問題の多様化から、PFI事業が我が国においても注目を集め、これまで適用が難しいと考えられてきた大型土木案件に対しても、サービス購入型PFI事業の形態で事業が発注されるケースが生じている。独立採算型PFI事業かサービス購入型PFI事業かの事業形態の違いについてはここでは言及を避けるが、こうしたPFI事業により、空港施設の計画・施工・維持管理までを事業者が一括して契約する手法においては、事業者自身がライフサイクルコストを考慮した空港施設のアセットマネジメントを念頭におかなければならない状況となっている。空港施設は重要なインフラストラクチャーの一つであり、国民の資産（アセット）であるため、PFI事業においても事業者は十分にこのことを念頭においた運用が求められる。つまり、ライフサイクルコストと空港の運用の両面を鑑みて、PFI事業者は施設の維持計画を計画段階から立案する。しかしながら、これまでの空港施設、とりわけ空港舗装に関する維持計画については、点検・補修という事後保全的な対応が主であり、継続的なモニタリング結果をPFI事業者が利用できる環境が整っているとは言いがたい。このため、米国のような継続的なモニタリング結果をデータベース化したシステムを用いて、事業者が空港舗装施設のアセットマネジメントを実施するのは現実的ではない。

一方、現実の空港舗装施設のアセットマネジメントに着目した際、前述したように空港の立地条件から生じる地盤沈下現象や舗装構造の疲労破壊メカニズム、さらには航空機通過位置のばらつき等の様々な不確実性を有している。設計段階における構造検討としては、疲労度設計手法を用いた信頼性設計法の導入や不同沈下を考慮した力学検討が導入されているが、こうした手法のみでは効率的な空港舗装のアセットマネジメントを実施することは操作性の問題から不可能である。不同沈下や舗装構造の疲労破壊メカニズムという複数のリスクを考慮した空港舗装の劣化過程をモデル化することで、現実的な空港舗装施設のアセットマネジメントが可能となろう。本論文では、空港舗装のアセットマネジメントをPFI事業者が実施

するにあたり、継続的なモニタリングデータが存在しない状況の下で、不同沈下と舗装構造の疲労破壊メカニズムを考慮した力学的劣化モデル（1次モデル）をベースに1次モデルに内在する複数のリスクを非斉次マルコフ連鎖モデル（2次モデル）により表現するとともに、空港の運用開始後に行うモニタリング結果を用いて逐次ベイズ更新するという手法を提案した。空港舗装の劣化過程と地盤の不同沈下という不確実性と空港舗装疲労破壊メカニズムという複数のリスクを考慮した非斉次の確率的モデルとして表現したことにより、劣化リスクの定量化が可能となり、事業契約期末における補修費用超過リスクを最小にするように、各期における補修計画を決定する最適補修戦略の評価が可能となった。さらに適用事例を通して、その有用性を検証した。本論文における結論と今後に残された課題を以下に整理する。

2章では、不同沈下、コンクリート舗装の疲労破壊メカニズム、航空機の走向位置という不確実性を考慮した力学モデルを用いて、コンクリート舗装の劣化予測を行う方法を提案した。具体的には、不同沈下については地盤沈下過程に関するサンプルパスをランダムに作成することで、確率的に評価した。コンクリート舗装の劣化現象については、大規模補修につながるひび割れ現象に着目し、設計パフォーマンスカーブとして、経年的なひび割れポテンシャルを5つのレーティングに分類し評価した。そのとき、コンクリート舗装の劣化過程に地盤の不同沈下が大きく影響することを指摘するとともに、不同沈下量の絶対量よりも周辺地盤を含めた不同沈下量の曲率半径が支配的なパラメータとなっていることを示した。さらに適用事例を通して、ひびわれ度レーティング分布の経年変化を示し、設計段階における維持管理手法への適用性について言及した。

3章では、**2章**の結論から空港コンクリート舗装のアセットマネジメントにおいて重要な課題となる地盤沈下について着目し、継続的なモニタリングとモニタリング情報を用いた地盤沈下予測結果をベイズ更新するための方法論を提案した。その際、不同沈下を考慮した1次元圧密モデルを用いて、地盤沈下過程に関するサンプルパスを作成するとともに、サンプルパスの荷重和で表現した混合地盤モデルを作成した。また、ここでは確率誤差項の空間相関について変数の多重共線性を避けるために、空間相関を考慮しないことも言及した。さらに空港の供用開始後、地盤沈下量を継続的にモニタリングすることにより、混合地盤沈下モデルをMCMC（マルコフ連鎖モンテカルロ）法を用いてベイズ更新する方法論を提案した。本モデルは力学モデルと統計モデルを統合したハイブリッドモデルであり、地盤沈下予測管理以外の幅広い問題に対して適用できる可能性を持っている。また、地盤沈下過程を統計モデルにより表現したことにより、空港舗装の劣化・損傷モデルへの拡張が可能であり、地盤沈下リスクを考慮することができる。

4章では、空港コンクリート舗装の劣化データが存在しない状況の下で、1次モデルを元にコンクリート舗装の劣化過程をマルコフ過程モデルにより統計的に表現する2次モデルを作成した。さらにモニタリング情報に基づいて、2次モデルを逐次ベイズ更新するハイブリッド劣化モデルを提案した。その際、**3章**で示した地盤沈下過程が不確実であり、舗装劣化過程を表すマルコフ推移確率が変化することを示し、通常の斉次マルコフ決定モデルでは表現できないことを指摘した。そこで、地盤沈下リスク、コンクリート

舗装の疲労破壊リスクという複数のリスクを同時に考慮した非斉次マルコフ決定モデルを示し、空港舗装のアセットマネジメントへの適用性について、適用事例を元に検証した。本論文で提案した複数リスクを考慮した非斉次マルコフ決定モデルは多くの力学モデルに内在する不確実性に適用することが可能であり、幅広い土木施設の劣化予測問題に適用可能であると考えられる。

ここまでの議論は、空港コンクリート舗装の劣化予測手法について、その方法論を提案したものである。5章では、PFI事業契約等の性能規定型維持補修契約を対象とした空港舗装マネジメントに関して、上記複数リスクを考慮した非斉次マルコフ決定モデルに基づいたライフサイクル費用の低減化を目的とした最適補修戦略を決定する方法論についての研究を行った。

5章では、臨海部空港における性能規定型維持補修契約を対象とした空港舗装マネジメントモデルを提案した。具体的には、空港地盤の不同沈下過程がコンクリート舗装の劣化過程に影響を及ぼすため、空港地盤の不同沈下リスク、コンクリート舗装の疲労破壊という2種類のライフサイクル費用リスクに着目し、これら2種類のリスクを考慮したような非斉次マルコフ決定モデルを定式化し、これを用いて期待ライフサイクル費用、平均的ライフサイクル費用を算出し、初期時点における平均的最適補修政策を決定した。また、適用事例により予防保全の有用性について検証し、今後の空港コンクリート舗装のアセットマネジメント手法に対して方向性を示すことができた。

本研究で開発したハイブリッド劣化予測モデル、および性能規定型維持補修契約を対象とした空港舗装マネジメントモデルは十分に実用性を有するものであると考えるが、今後いくつかの課題が残されている。まずハイブリッド劣化予測モデルに関して、本研究の適用事例は現時点において空港整備事業が開始された段階である。したがって、現時点においてモニタリング情報が入手可能ではない。本研究では、モニタリング情報を人為的に作成しベイズ更新を行った。今後、空港供用後に空港地盤の沈下過程および空港コンクリート舗装の劣化過程を継続的にモニタリングすることにより、ハイブリッド劣化予測モデルのベイズ更新の有効性を現実のモニタリング情報を用いて検証することが必要である。第2に、空港舗装マネジメントにおいて地盤沈下予測管理は重要な検討課題であるが、本研究で示した混合地盤沈下モデルは、1次モデルが有効であるという範囲内において適用可能である。推計残差の系列相関が大きく、1次モデルの有効性に限界があることが判明した場合、本研究で提案した方法論を用いて地盤沈下予測を継続的に実施することには問題がある。この場合、1次モデルにさかのぼり、モデルの仮定や前提条件の再吟味、あるいはモデルの再構築が必要となることは言うまでもない。ハイブリッド劣化予測モデルにおける、このような1次モデルのフォローアップに関しては今後に残された大きな課題である。第3に、本研究においては、コンクリート舗装特有のコンクリート材料のもつ強度の不確実性を考慮していない。実際の空港コンクリート舗装においては、このコンクリート舗装の強度のばらつきによって劣化現象にもばらつきが生じることが想定される。特に空港コンクリート舗装においては、曲げ強度のばらつきの影響が考えられるが、個々のコンクリート舗装の実曲げ強度を一つ一つ計測することは難しい。今後は、コンクリートの曲げ強

度のばらつきを考慮したような疲労破壊モデルを考慮することが必要となろう。特にこの問題は力学的モデルにおける疲労破壊曲線の適用性にまで立ち戻って考える必要があると思われる。具体的には、現在力学モデルで使用している破壊確率は、コンクリート材料のばらつきから実験的に求めた破壊確率であってコンクリート舗装版そのものの破壊確率を表したものではない。今後は、コンクリート材料の破壊確率のみならず実際のコンクリート舗装版の破壊確率から信頼度を定量的に評価する手法の開発が望まれる。

また、空港舗装マネジメントモデルに関しては、次のような課題が残されている。まず、ハイブリッド劣化予測モデル同様、空港供用後に地盤沈下過程や舗装の劣化過程をモニタリングすることにより、現実のモニタリング情報を元に舗装の劣化過程を表す非斉次マルコフ劣化モデルを逐次更新し、更新された非斉次マルコフ決定モデルを用いて補修計画を修正することが必要となろう。第2に、本研究の適用事例においては補修による影響を考慮していない。ひび割れ部注入補修、およびNC舗装版打ち換え補修によって、劣化状態は1に回復するとしたが、実際は補修内容によってその後の劣化過程に影響があるはずである。この問題は、リアルオプション問題として捉えることができ、今後の課題として残したい。第3に、上記の補修内容の違いは補修期間の違いでもある。例えば、ひび割れ部注入補修は夜間の航空機便数の少ない時間に日常点検等とともに当夜間に実施可能であるが、NC舗装版打ち換え補修は数ヶ月の航空機駐機スポットの閉鎖を伴う補修工事である。今後は空港舗装のマネジメントモデルをさらに拡張し、空港の運用面をも捉えたモデルにも適用可能であると考えられる。第4に、本研究の適用事例に示した補修事例は現時点での補修技術に基づくものであり、今後オーバーレイ工法やプレキャスト舗装版の適用など様々な補修技術の開発が期待されている。オーバーレイ工法は依然として駐機スポットの閉鎖を伴う補修技術ではあるが、打ち換え工法に比べ工程を短縮できる可能性がある。また、プレキャスト舗装版は一部の空港において実用が開始されており、数日間の施工期間により舗設が可能である。今後さらに実績を重ねることで有力な補修技術の一つとして評価されることとなろう。このように空港舗装のアセットマネジメントの高まりは補修技術の発展をも促し、今後の空港舗装アセットマネジメントモデルを考える上で、重要な役割を担うものと考えられる。以上の結論を踏まえたうえで、確率的劣化予測手法を用いた最適補修モデルに関する課題について、以下に示す。本研究で示した空港コンクリート舗装のハイブリッド劣化モデルはコンクリート舗装の耐久性に着目し、構造的なひび割れ現象を劣化・損傷として捉えている。しかしながら、コンクリート舗装個々に着目した場合、目地部の損傷、目地部における段差、角欠け等の要素的な劣化・損傷事象が多く発生する。このようにマイクロレベルにおける補修手法との同期化政策を求める手法論の開発が必要である。

最後に、空港舗装のアセットマネジメントはいまだ緒に就いたばかりである。本研究で提案したマネジメントモデルの有用性については、今後実務において適用され、効果が確認されるまで、若干の時間を要するものと考えられる。本研究で提案した手法論が様々なインフラ設備の維持管理手法へと拡張され、今後、継続的な研究成果が得られることによって、我が国におけるインフラの維持管理業務が有効に機能し、国民

の資産であるアセットが次世代に効果的に引き継がれていくことを期待する.